

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD  
DE CUSCO**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

José Octavio Monteagudo Nuñez

**ASESOR:**

José Alberto Acero Martínez

Lima, septiembre, 2020



*El presente proyecto se lo dedico a mis padres, José Luis y Lucia,  
y a mi hermana, Claudia, que durante todos estos años me dieron  
su amor, orientación, sacrificio y apoyo incondicional.*

*Agradezco mi asesor José Acero por su tiempo y tutela  
durante el proceso de elaboración del presente trabajo*

## RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se presentará el diseño estructural en concreto armado de un edificio de 7 pisos destinado para el uso de vivienda multifamiliar en la ciudad de Cusco. Esta edificación cuenta con un terreno de forma rectangular que cuenta con 293.00 m<sup>2</sup> de área (13.80 m y 21.20 m de frente y fondo) y con una capacidad portante del terreno de fundación de 2 kg/cm<sup>2</sup>; La distribución de departamentos según la arquitectura es de doce departamentos de 105 m<sup>2</sup> del segundo al séptimo piso y, además, contará con ocho estacionamientos para vehículos en el primer nivel.

En primer lugar, se estructurará y predimensionará el proyecto aplicando criterios de simplicidad y simetría para buscar un mejor comportamiento de la estructura frente a cargas estáticas y sísmicas; con la estructuración definida se predimensionarán todos los elementos estructurales como losas, vigas, placas, columnas y cimentaciones.

Luego, se procederá a realizar el análisis estructural del edificio usando un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales en el programa ETABS de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) para realizar un eficaz análisis estático y dinámico de la edificación. Con los resultados del análisis, verificaremos la validez del pre dimensionado y se corregirán las secciones que así lo necesiten.

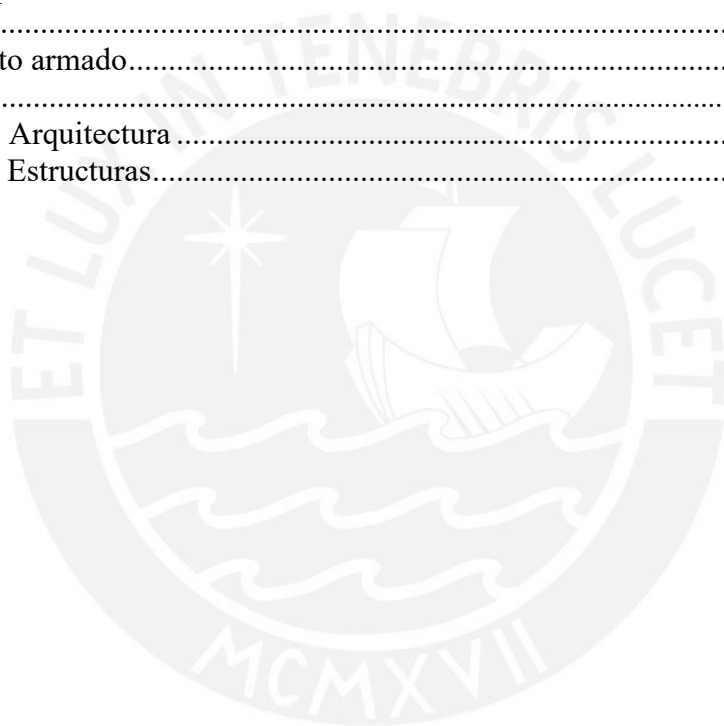
Finalmente, se realizará el diseño de los elementos estructurales de concreto armado de acuerdo a Norma E.060 de Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones del 2009 (RNE).

## Tabla de Contenidos

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA .....	i
RESUMEN .....	iii
Capítulo 1 Introducción e información general .....	1
Resumen.....	1
Objetivo General.....	2
Objetivos específicos.....	2
Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones Aplicadas.....	2
Capítulo 2 Estructuración .....	3
Descripción .....	3
Materiales.....	5
Concreto.....	5
Acero.....	5
Cargas de diseño .....	5
Cargas Muertas (Cm).....	5
Carga viva (Cv).....	6
Carga de sismo (S).....	6
Combinación de cargas.....	6
Elementos no estructurales .....	6
Capítulo 3 Predimensionamiento .....	7
Losas .....	7
Vigas .....	7
Columnas .....	9
Placas o muros .....	10
Capítulo 4 Modelo estructural y análisis sísmico .....	11
Modelo estructural .....	11
Parámetros sísmicos.....	11
Peligro sísmico (Z).....	11
Parámetros de Sitio (S) .....	12
Factor de amplificación dinámica (C).....	13
Categoría de la edificación (U) .....	15
Sistema estructural (R).....	15
Irregularidades estructurales (Ia, Ip) .....	15
Análisis estático .....	15
Peso sísmico.....	15
Análisis dinámico.....	18
Aceleración Espectral .....	18
Criterios de combinación .....	19
Fuerza cortante en la Base .....	19
Verificación de sistema estructural .....	19
Verificación de Irregularidades.....	20
Resultados análisis dinámico .....	26
Capítulo 5 Diseño de losas aligeradas y macizas.....	29
Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad.....	29

Metrado de cargas .....	29
Procedimientos de diseño .....	34
Losa aligerada .....	34
Losa maciza .....	35
Ejemplo de diseño .....	36
Losa aligerada .....	36
Losa maciza .....	36
Capítulo 6 Diseño de vigas .....	38
Modelos y análisis estructural .....	38
Metrado de cargas .....	38
Resultados del análisis estructural .....	39
Procedimiento de diseño .....	41
Acero mínimo .....	41
Acero máximo .....	41
Diseño por Flexión .....	42
Diseño por corte .....	42
Diseño por capacidad .....	43
Ejemplos de diseño de vigas peraltadas .....	44
Diseño por flexión .....	44
Diseño por corte .....	46
Diseño por capacidad .....	47
Capítulo 7 Diseño de columnas .....	49
Metrado de cargas .....	49
Procedimiento de diseño .....	50
Diseño por flexo compresión .....	50
Diseño por cortante .....	50
Ejemplos de diseño de columnas .....	52
Diseño por flexo compresión .....	52
Diseño por cortante .....	54
Capítulo 8 Diseño de placas .....	56
Análisis estructural y metrado de cargas .....	56
Procedimiento de Diseño .....	59
Diseño por flexo compresión .....	59
Diseño por cortante .....	59
Elementos de borde .....	60
Ejemplos de diseño de placas .....	61
Diseño por flexo compresión .....	61
Diseño por cortante .....	63
Elementos de borde .....	65
Capítulo 9 Diseño de cimentaciones .....	69
Características del suelo de cimentación .....	69
Modelo estructural y análisis estructural .....	69
Procedimiento de diseño de cimentaciones .....	70
Ejemplo de diseño de cimientos superficiales .....	71
Determinación de los desplazamientos .....	71
Determinación de presión del suelo .....	72

Diseño de Zapata aislada ubicada en los ejes 6-C .....	73
Diseño de Zapata conectada ubicada en el eje 1-B.....	78
Capítulo 10 Diseño de elementos adicionales .....	89
Cisterna .....	89
Análisis estructural.....	89
Diseño por flexión.....	89
Diseño por corte.....	91
Escaleras .....	92
Análisis estructural.....	92
Diseño por flexión.....	93
Diseño por corte.....	94
Capítulo 11 Conclusiones .....	96
Estructuración y predimensionamiento.....	96
Análisis sísmico .....	96
Diseño en concreto armado.....	97
Bibliografía .....	100
Anexo A: Planos de Arquitectura .....	a
Anexo B: Planos de Estructuras.....	b



## Lista de tablas

Tabla 1 Espesores de losa de acuerdo longitud de viga.....	7
Tabla 2 Espesores de losa de acuerdo longitud de viga.....	8
Tabla 3 <i>Cálculo de peso en el primer piso.</i> .....	9
Tabla 4 Dimensiones propuestas. ....	10
Tabla 5 Factor de zona.....	12
Tabla 6 <i>Factor de zona.</i> .....	13
Tabla 7 <i>Periodos “Tp” y “Tl”.</i> .....	13
Tabla 8 Periodos y factores de participación por modo.....	14
Tabla 9 <i>Metrado de cargas del edificio.</i> .....	16
Tabla 10 Resumen parámetros sísmicos para cálculo de la fuerza basal.....	17
Tabla 11. Fuerza actuante en la base por tipo de elemento. ....	20
Tabla 12 Cálculos para verificación de piso blando eje X.....	21
Tabla 13 <i>Cálculos para verificación de piso blando eje Y.</i> .....	21
Tabla 14 Cálculos para verificación de piso blando eje Y.....	22
Tabla 15 Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido X eje X. ....	23
Tabla 16 Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido X eje Y. ....	24
Tabla 17 Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido Y eje X. ....	24
Tabla 18 Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido Y eje Y. ....	25
Tabla 19 Cálculos para verificación de derivas en sentido X.....	26
Tabla 20 Cálculos para verificación de derivas en sentido Y.....	27
Tabla 21 <i>Centro de rigidez y centro de masa.</i> .....	28
Tabla 22 Metrado de cargas aligerado típico entre los ejes 5 - 6.....	30
Tabla 23 Metrado de cargas losa maciza ubicado en los ejes 3,4-A'B'. ....	32
Tabla 24 <i>Propiedades aligerado de 20 cm.</i> .....	34
Tabla 25 Cálculos diseño por flexión de aligerado típico.....	36
Tabla 26 Cálculos diseño por flexión de losa maciza.....	37
Tabla 27 <i>Cálculo acero mínimo de viga.</i> .....	44
Tabla 28 <i>Cálculo acero máximo de viga.</i> .....	45
Tabla 29 Cálculos para el diseño por flexión de la viga del eje 6. ....	45
Tabla 30 Cálculos de Vc para la viga del eje 6.....	46
Tabla 31 Cálculos de Vc para la viga del eje 6.....	47
Tabla 32 <i>Cálculos de espaciamiento en la zona de confinamiento.</i> .....	48
Tabla 33 Metrado de cargas de columna C9 (Eje 6-C) de un piso típico. ....	50
Tabla 34 Cargas en la base de la columna C9. ....	52
Tabla 35. <i>Combinación de cargas en la base de la columna C9.</i> .....	52
Tabla 36 Combinaciones de cargas para diseño por capacidad asociado al desarrollo de momentos nominales (Mn) de acuerdo a la distribución de acero en la columna C9. ....	54
Tabla 37 Combinaciones de cargas con un factor de amplificación de sismo de 2.5 en la base de C9.....	54
Tabla 38 Metrado de cargas de placa PL-04 (entre ejes B-D y 2-3) de un piso típico. ....	57
Tabla 39 <i>Cargas en la base de la placa PL-04.</i> .....	58
Tabla 40 Combinación de cargas en la base de la placa PL-04. ....	58
Tabla 41 Cálculo de cortante último en el eje X.....	63
Tabla 42 Cálculo de cortante último en el eje Y.....	64

Tabla 43 Valores necesarios para calcular la longitud del eje neutro en los 4 sentidos. ....	66
Tabla 44 Cálculo de la longitud de confinamiento en los 4 sentidos.....	67
Tabla 45 Reacciones en la base de columna de los ejes 6-C .....	73
Tabla 46 <i>Cálculos para diseño por flexión zapata aislada 6-C</i> .....	78
Tabla 47 Reacciones en la base de la placa del eje 1-A.....	79
Tabla 48 Reacciones en la base de la columna del eje 1-B. ....	79
Tabla 49 Cálculos para diseño por flexión zapata conectada 1-B. ....	84
Tabla 50 Cálculos para el diseño por flexión de la viga de cimentación 1A-1B.....	87
Tabla 51 Cálculos de $\Phi V_c$ para la viga de cimentación 1A-1B. ....	88
Tabla 52 Cálculos de espaciamientos para refuerzo por cortante para la viga de cimentación 1A-1B.....	88
Tabla 53 <i>Cálculo de acero necesario por metro lineal</i> .....	90
Tabla 54 <i>Cálculo de acero necesario por metro lineal</i> .....	94





## Lista de figuras

<i>Figura 1.</i> Estructuración de piso típico del edificio Unidades en metros. Elaboración Propia.....	4
<i>Figura 2.</i> Vigas principales y secundarias.....	9
<i>Figura 3.</i> Columnas predimensionamiento eje 6 – C y para el resto Unidades en metros. Elaboración Propia.....	10
<i>Figura 4.</i> Modelo estructural planta típica y edificio. ....	11
<i>Figura 5.</i> Ubicación del edificio en el mapa de peligro sísmico .....	12
<i>Figura 6.</i> Espectro de diseño aceleración vs periodo .....	18
<i>Figura 7.</i> Modelo estructural aligerado típico .....	30
<i>Figura 8.</i> Sección transversal aligerado típico $h=0.20$ m. ....	30
<i>Figura 9.</i> Diagrama de momento flector. Unidades en $tn \cdot m$ . ....	31
<i>Figura 10.</i> Diagrama de fuerzas cortantes. Unidades en $tn$ . ....	31
<i>Figura 11.</i> Modelo estructural losa maciza Nota. Elaboración propia. ....	32
<i>Figura 12.</i> Diagrama de momento flector dirección x. Mínimo valor = -0.399, Máximo valor= 0.224. Unidades en $tn \cdot m/m$ . Nota. Elaboración propia. ....	33
<i>Figura 13.</i> Diagrama de momento flector dirección y. Mínimo valor = -0.409, Máximo valor= 0.242. Unidades en $tn \cdot m/m$ . Nota. Elaboración propia. ....	33
<i>Figura 14.</i> Propiedades de sección de un aligerado típico. ....	34
<i>Figura 15.</i> Detalle típico de losa maciza. ....	37
<i>Figura 16.</i> Modelo estructural 2D de viga del eje 6. Unidades de carga muerta distribuida $tn/m$ .....	38
<i>Figura 17.</i> Diagrama de momento flector por Carga Muerta de un modelo 2D. Unidades de diagrama $tn \cdot m$ .....	39
<i>Figura 18.</i> Diagrama de fuerza cortante flector por Carga Muerta de un modelo 2D. Unidades de diagrama $tn$ .....	39
<i>Figura 19.</i> Diagrama de momento flector por Carga Sismo del modelo 3D. Unidades de diagrama $tn \cdot m$ .....	40
<i>Figura 20.</i> Diagrama de fuerza cortante por Carga Sismo del modelo 3D. Unidades de diagrama $tn$ .....	40
<i>Figura 21.</i> Diagrama de momento flector de la Envolvente de combinaciones de carga del modelo 3D. Unidades de diagrama $tn \cdot m$ . Nota. Elaboración propia. ....	40
<i>Figura 22.</i> Diagrama de fuerza cortante de la Envolvente de combinaciones de carga del modelo 3D. Unidades de diagrama $tn$ .Nota. Elaboración propia.....	41
<i>Figura 23.</i> Fuerza cortante para diseño por capacidad en vigas.....	44
<i>Figura 24.</i> Diseño de viga eje 6. Longitudes en metros. ....	48
<i>Figura 25.</i> Diagrama de interacción P-Mx.....	53
<i>Figura 26.</i> Diagrama de interacción P-My.....	53
<i>Figura 27.</i> Distribución de acero en columna C9 .....	55
<i>Figura 28.</i> Distribución de acero en placa PL-04. ....	61
<i>Figura 29.</i> Diagrama de interacción P-Mx.....	62
<i>Figura 30.</i> Diagrama de interacción P-My.....	62
<i>Figura 31.</i> Diagrama de deformaciones en la sección.....	66
<i>Figura 32.</i> Diagrama de deformaciones de placa PL-04 .....	67
<i>Figura 33.</i> Distribución acero PL-04 .....	68
<i>Figura 34.</i> Modelo estructural cimentaciones superficiales en SAFE .....	70

<i>Figura 35.</i> Desplazamientos máximos por cargas de servicio ( $C_m+C_v$ ) en los cimientos del modelo 3D. Unidades de diagrama $m$ .Nota. <i>Elaboración propia</i> .....	71
<i>Figura 36.</i> Presiones del suelo máximos por cargas de servicio en los cimientos de un modelo 3D. Unidades de diagrama $tn/m^2$ .Nota. <i>Elaboración propia</i> .....	72
<i>Figura 37.</i> Dimensiones zapata aislada para verificaciones por punzonamiento. Dimensiones en metros.....	75
<i>Figura 38.</i> Dimensiones zapata aislada para verificaciones por corte. Dimensiones en metros. .	76
<i>Figura 39.</i> Distribución de acero zapata aislada eje 6-C. Dimensiones en metros. ....	78
<i>Figura 40.</i> Modelo de análisis 2D de zapata conectada. Dimensiones en metros.....	80
<i>Figura 41.</i> Dimensiones zapata conectada para verificaciones por punzonamiento. Dimensiones en metros. ....	83
<i>Figura 42.</i> Dimensiones zapata conectada para verificaciones por corte. Dimensiones en metros. ....	84
<i>Figura 43.</i> Distribución de acero zapata conectada eje 1-B. Dimensiones en metros.....	85
<i>Figura 44.</i> Modelo estructural cimentación conectada 1-B y viga de cimentación 1A-1B. ....	86
<i>Figura 45.</i> Envoltente del diagrama de momento flector de un modelo 3D. Unidades de diagrama $tn * m$ .....	86
<i>Figura 46.</i> Envoltente del diagrama de fuerza cortante de un modelo 3D. Unidades de diagrama $tn$ .....	87
<i>Figura 47.</i> Diseño de viga de cimentación 1A-1B. Longitudes en metros.....	88
<i>Figura 48</i> Modelo estructural cisterna en el programa SAP2000 y ejes locales para los muros. .	89
<i>Figura 49.</i> Diagrama de momento flector por carga ultima de un modelo 3D para el sentido XX y el sentido YY respectivamente. Unidades de diagrama $tn/m$ .....	90
<i>Figura 50.</i> Diagrama de esfuerzos en el muro de concreto de cistena. Unidades en $m$ .....	91
<i>Figura 51.</i> Detalle de refuerzo en cisterna. Unidades en $m$ .....	92
<i>Figura 51</i> Modelo estructural primer tramo escalera en el programa SAP2000 y ejes locales para los elementos. Longitudes en metros. ....	93
<i>Figura 52.</i> Diagrama de momento flector por carga ultima de un modelo 3D para el sentido XX y YY respectivamente. Unidades de diagrama $tn/m$ .....	93
<i>Figura 54.</i> Diagrama de momento flector por carga ultima de un modelo 3D para el sentido XX y YY respectivamente. Unidades de diagrama $tn/m$ . Nota. <i>Elaboración propia</i> . ....	94
<i>Figura 55.</i> Detalle de refuerzo primer tramo escaleras. Unidades de diagrama $m$ .....	95

## Capítulo 1

### Introducción e información general

#### Resumen

En la ciudad de Cusco existe un déficit de departamentos para viviendas familiares destinados a los sectores socioeconómicos B y C; basándonos en la situación inmobiliaria en la ciudad de Cusco es que nace la idea del proyecto “Bellevue”, que cuenta con una arquitectura elegante, cómoda y funcional. Debido a su ubicación geográfica es que se propone un diseño sismorresistente compuesta por muros y pórticos de concreto.

En el presente trabajo de tesis se presentará el diseño estructural de concreto armado de un edificio de 7 pisos destinado para el uso de vivienda multifamiliar en la ciudad de Cusco. Esta edificación cuenta con un terreno de forma rectangular que cuenta con 293.00 m<sup>2</sup> de área (13.80 m y 21.20 m de frente y fondo) y con una capacidad portante del terreno de fundación de 2 kg/cm<sup>2</sup>; La distribución de departamentos según la arquitectura es de doce departamentos de 105 m<sup>2</sup> del segundo al séptimo piso y, además, contará con ocho estacionamientos para vehículos en el primer nivel.

En primer lugar, se estructurará y predimensionará el proyecto aplicando criterios de simplicidad y simetría para buscar un mejor comportamiento de la estructura frente a cargas estáticas y sísmicas; con la estructuración definida se predimensionarán todos los elementos estructurales como losas, vigas, placas, columnas y cimentaciones.

Luego, se procederá a realizar el análisis estructural del edificio usando un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales en el programa ETABS de acuerdo a Norma E.030 Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) para realizar un eficaz análisis estático y dinámico de la edificación. Con los resultados del análisis,

verificaremos la validez del predimensionamiento y se corregirán las secciones que así lo necesiten.

Finalmente, se realizará el diseño de los elementos estructurales de concreto armado de acuerdo a Norma E.060 de Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones del 2009 (RNE).

### **Objetivo General.**

- Realizar el análisis y diseño de los elementos estructurales de un edificio de siete pisos destinado a viviendas de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

### **Objetivos específicos.**

- Realizar una estructuración que cumpla con los criterios de simplicidad y simetría posible, de manera que sea más fácil predecir su comportamiento sísmico.
- Realizar el análisis sísmico del edificio y verificar que los resultados cumplan la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del RNE.
- Diseñar los elementos con funciones estructurales, tales como losas, vigas, columnas, placas y cimentaciones, de acuerdo a Norma E.060 de Concreto Armado del RNE.

### **Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones Aplicadas**

En el presente trabajo se utilizarán las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- Norma E.020 Cargas.
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.
- Norma E.060 Concreto Armado.
- Norma E.070 Albañilería.

## Capítulo 2

### Estructuración

#### Descripción

El sistema estructural principal del edificio será de Muros estructurales ( $R_o=6$ ); estos irán posicionados en ambas direcciones. Estos elementos tienen como función principal dotar al edificio de adecuada rigidez y resistencia ante cargas laterales y de gravedad para asegurar un adecuado comportamiento ante cargas externas.

Los muros principales de concreto armado se colocaron en los linderos de la edificación y, también se aprovecharon los muros del ascensor y de las escaleras para ubicar a estos; se tiene menor densidad de muros en el eje X, por lo que donde hay espacio para colocarlos se los puso de un ancho mayor (0.20 m o 0.25 m).

Para el sistema de losas debido a la ubicación y forma de los diafragmas entre vigas se propone vigas aligeradas orientadas en el eje X, ya que las placas principales se encuentran en el eje Y y con esto en caso de sismo estas serán las que reciban los mayores esfuerzos.

A continuación, se mostrará la distribución de elementos estructurales en la planta típica del edificio:

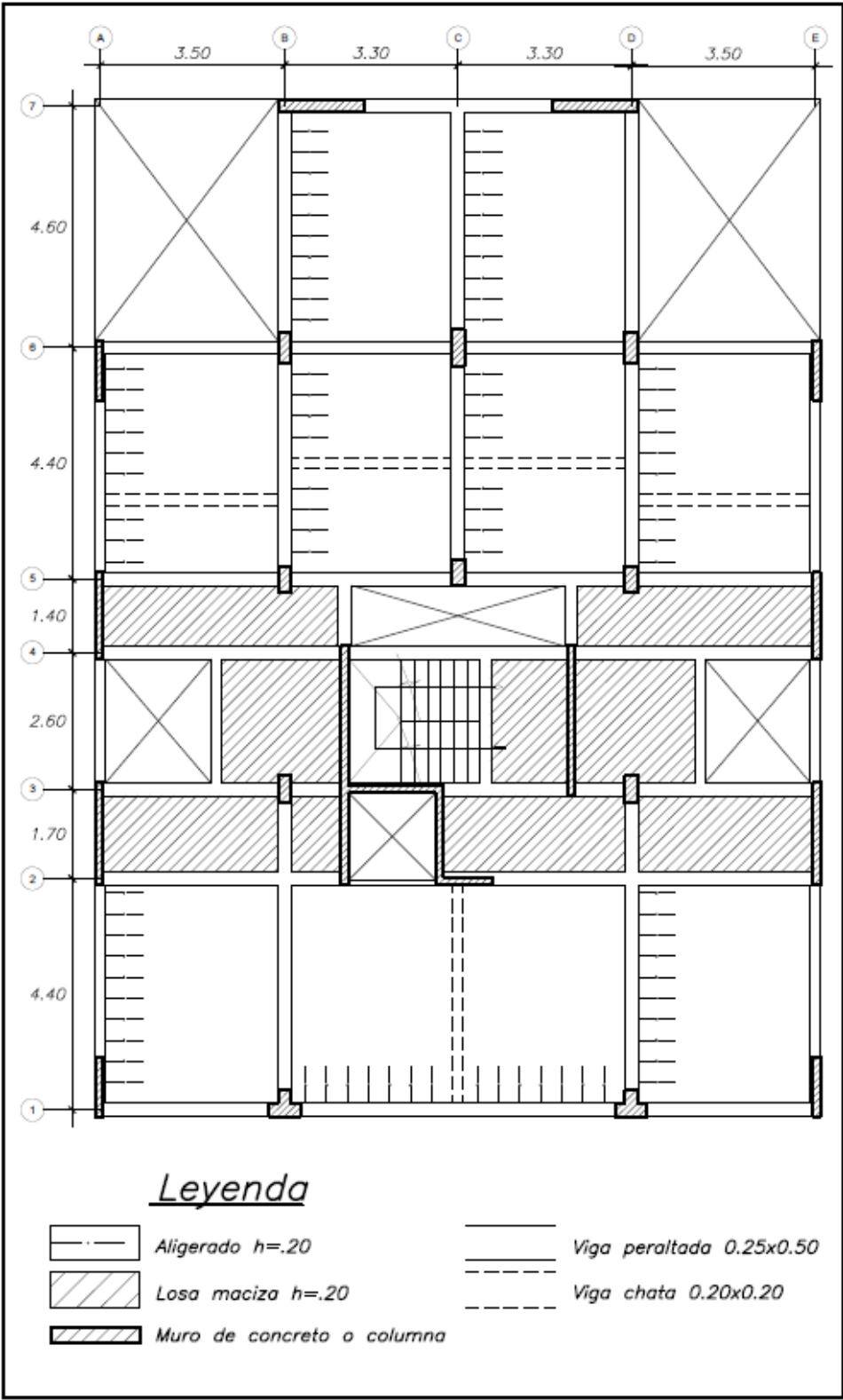


Figura 1. Estructuración de piso típico del edificio

Unidades en metros. Elaboración Propia

## Materiales

### Concreto.

- Se utilizará en los elementos estructurales como vigas, columnas, placas y en los cimientos.
- Resistencia nominal a compresión=  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ .
- Módulo de poisson = 0.20
- Módulo de elasticidad =  $15,000 * \sqrt{f'c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$ .

### Acero.

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia =  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- Módulo de elasticidad =  $E_s= 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$ .
- Deformación al inicio de fluencia = 0.0021

## Cargas de diseño

La norma E.020 Cargas del RNE indica los tipos de carga considerados en el diseño de los elementos estructurales dependiendo al uso que se le dé a la misma. Las cargas que se consideraran son las cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo.

### Cargas Muertas (Cm)

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo. El concreto armado y la tabiquería de arcilla tienen una carga de  $2400 \text{ kg/m}^3$  y  $1350 \text{ kg/m}^3$ .

### **Carga viva (Cv)**

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. De acuerdo a su ocupación o uso la norma técnica de edificación E.020 nos da la carga viva por área; para viviendas, escaleras y corredores es de  $200 \text{ kg/m}^2$  y para azoteas de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

### **Carga de sismo (S)**

Es la carga que se aplica en la estructura debido a la acción de un sismo. Esta carga se calculará de acuerdo a los lineamientos de la norma de diseño sismo resistente E.030 y con las características del edificio como locación, tipo de estructura, tipo de uso y calidad del suelo.

### **Combinación de cargas.**

La norma E.020 nos especifica que todas las cargas mencionadas anteriormente se consideraran que actúan en las siguientes combinaciones:

- $1.7 * Cm + 1.4 * Cv$
- $1.25 * (Cm + Cv) \pm S$
- $0.9 * Cm \pm S$

### **Elementos no estructurales**

Los muros de tabiquería para este proyecto serán utilizados como divisiones entre espacios. A pesar de no ser elementos estructurales estos generan carga sobre el sistema estructural del edificio, lo cual hace de suma importancia tomar en cuenta el peso de estos muros en el diseño de elementos que los soporten. De la misma forma se debe tomar en cuenta el peso de la tabiquería en el análisis sísmico del edificio, ya que estos pueden generar efectos de torsión, concentración de esfuerzos en las esquinas de un pórtico, restricción lateral en columnas (efecto de columna corta), entre otros efectos explicados en la Norma E.070 de Albañilería.



## Capítulo 3

### Predimensionamiento

#### Losas

El sistema de losas elegido, debido a la distribución de paños y a la ubicación de muros estructurales, es de losas aligeradas y de losas macizas. El peralte de estas se dimensionó considerando los siguientes criterios:

Tabla 1

Espesores de losa de acuerdo longitud de viga.

<i>Peralte (m)</i>	<i>Luz libre (m)</i>
0.17	$L < 4$
0.20	$4 < L < 5.5$
0.25	$5 < L < 6.5$
0.30	$6 < L < 7.5$

*Nota.* Tomado de "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" (Blanco Blasco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994).

La luz libre de las losas en el edificio en cuestión es variable y va desde 3.5 m hasta 5 m.

Para uniformizar y por simplicidad, el peralte de las losas que se usará será de 0.2 m.

#### Vigas

Para el predimensionamiento de vigas se consideró el peralte en el de 1/10 a 1/12 de la luz libre. Se elaboró la siguiente tabla con las longitudes máximas de las vigas por eje con su peralte de predimensionamiento correspondiente:

Tabla 2

Espesores de losa de acuerdo longitud de viga.

<i>Vigas principales</i>	<i>Luz libre máxima (m)</i>	<i>Peralte (m)</i>
Eje 1	6.30	0.60
Eje 2	3.50	0.40
Eje 3	4.70	0.50
Eje 4	3.50	0.40
Eje 5	3.50	0.40
Eje A	3.40	0.40
Eje B	6.10	0.55
Eje C	4.40	0.50
Eje D	6.10	0.50
Eje E	3.40	0.40

*Nota.* Elaboración propia

Las vigas principales y secundarias tienen longitudes variables. Su peralte de predimensionamiento va desde 0.40 m hasta 0.60 m de altura. Para uniformizar y por simplicidad, el peralte que se usará para todas las vigas principales y secundarias será el de 0.50 m.

Las longitudes cortas de vigas son las que predominan en la estructuración, por lo que se usará un ancho de 0.25 m. para todas las vigas principales.

Las vigas secundarias comprenden las vigas chatas, las vigas de borde y la viga de pie del ascensor. A este tipo de viga se le colocó las dimensiones mínimas, ya que funcionan únicamente por gravedad. El peralte es del tamaño de la losa que es igual a 0.20 m. y la base de 0.20 m. para que los aceros de las losas aladañas tengan una correcta longitud de desarrollo.

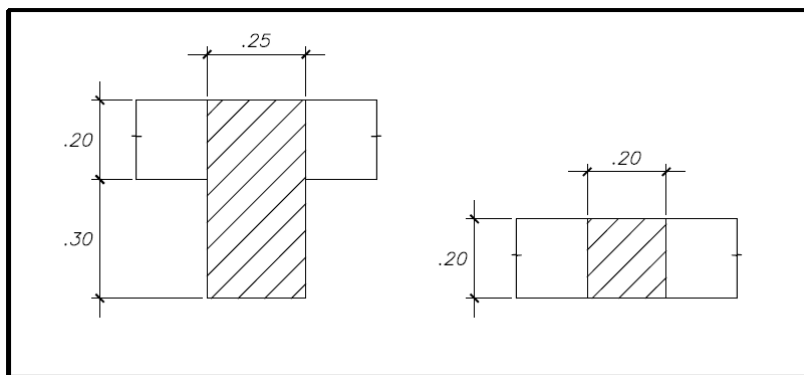


Figura 2. Vigas principales y secundarias.

Unidades en metros. Elaboración Propia.

### Columnas

El predimensionamiento en las columnas está gobernado por las cargas de gravedad, ya que la resistencia y la rigidez lateral está controlada por los muros de corte en los dos sentidos principales. Las columnas que tienen más área tributaria y por lo tanto mayor carga por gravedad son las que están ubicadas en los ejes 6 – B, 6 – C (6 – D es simétrica a 6 – B). Estas columnas serán las guías para las demás y de acuerdo a lo requerimientos que se necesiten para mejorar el comportamiento del edificio se redimensionarán. Se parte con la premisa que el metrado total por metro cuadrado es de uno y con la fórmula propuesta por el Ing. Blanco (Blanco Blasco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994) se elaboró los siguientes cálculos:

Tabla 3

*Cálculo de peso en el primer piso.*

<i>Eje columnas</i>	<i>Área tributaria (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Peso por piso (tn)</i>	<i>Peso total en 7 pisos (tn)</i>
6 – B	11.3	11.3	79.1
6 – C	15.33	15.33	107.31

Nota. Elaboración propia

Tabla 4

*Dimensiones propuestas.*

<i>Eje columnas</i>	<i>Área requerida (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Dimensiones propuestas (m)</i>
6 – B	1100	0.25 x 0.50
6 – C	1400	0.25 x 0.60

*Nota.* Fórmula para hallar el área requerida tomada de "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" (Blanco Blasco, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 1994).

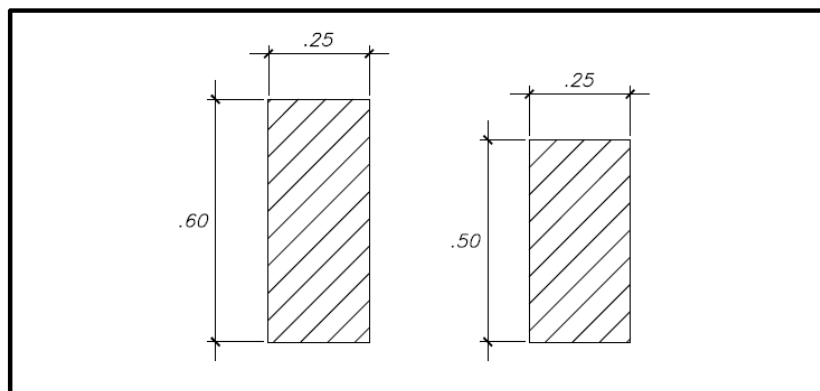


Figura 3. Columnas predimensionamiento eje 6 – C y para el resto  
Unidades en metros. Elaboración Propia.

### Placas o muros

Para los muros estructurales por la longitud que tienen en la estructuración, se les considero con un espesor de 20 cm. Para el predimensionamiento de los muros no existe una regla general, por lo que la evaluación final de la longitud de placas será hecha luego de realizar un análisis sísmico.

## Capítulo 4

### Modelo estructural y análisis sísmico

#### Modelo estructural

El modelo estructural del edificio se realizó mediante el programa ETABS; en el cual se tomaron las medidas de los elementos del predimensionamiento realizado. Además, se usaron las propiedades mecánicas del concreto, acero y el suelo mencionados en el capítulo 2. A continuación, se mostrará el modelo de la planta típica y del edificio:

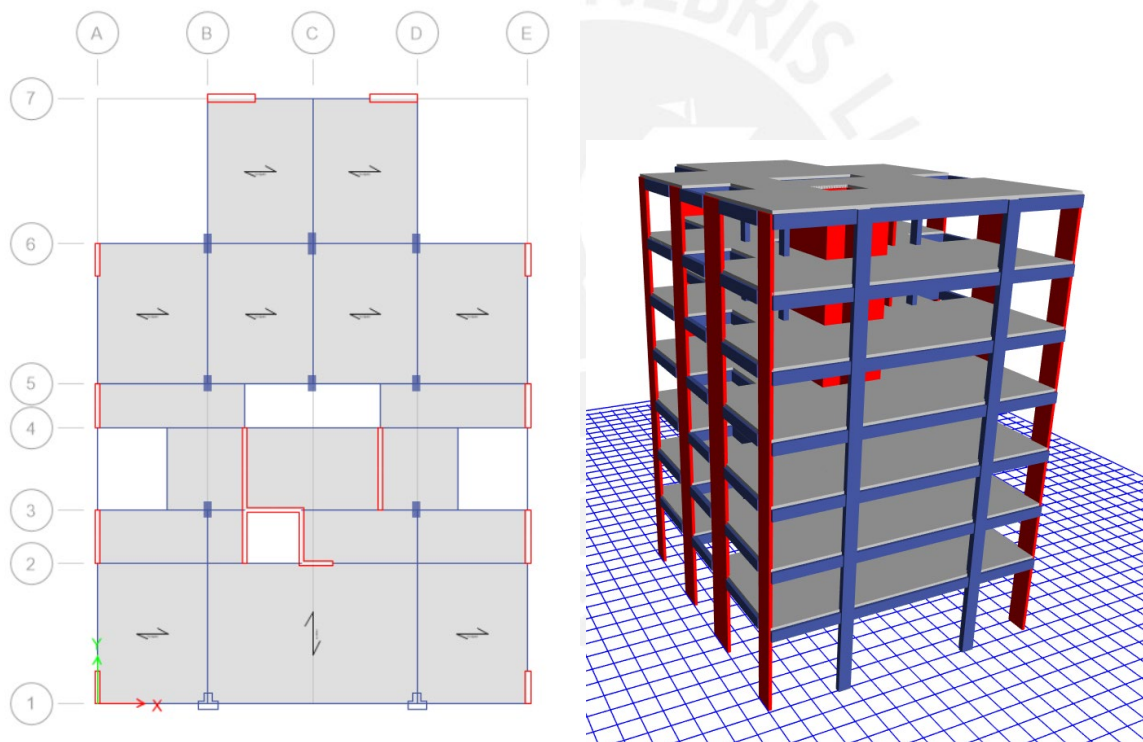


Figura 4. Modelo estructural planta típica y edificio.

Elaboración Propia.

#### Parámetros sísmicos

##### Peligro sísmico (Z)

El territorio nacional del Perú se considera dividido en cuatro zonas las cuales están distribuidas de acuerdo a la sismicidad, características generales de los movimientos sísmicos y

la atenuación de estos con la distancia epicentral. A continuación, se muestra la ubicación del edificio en el mapa de peligro sísmico:

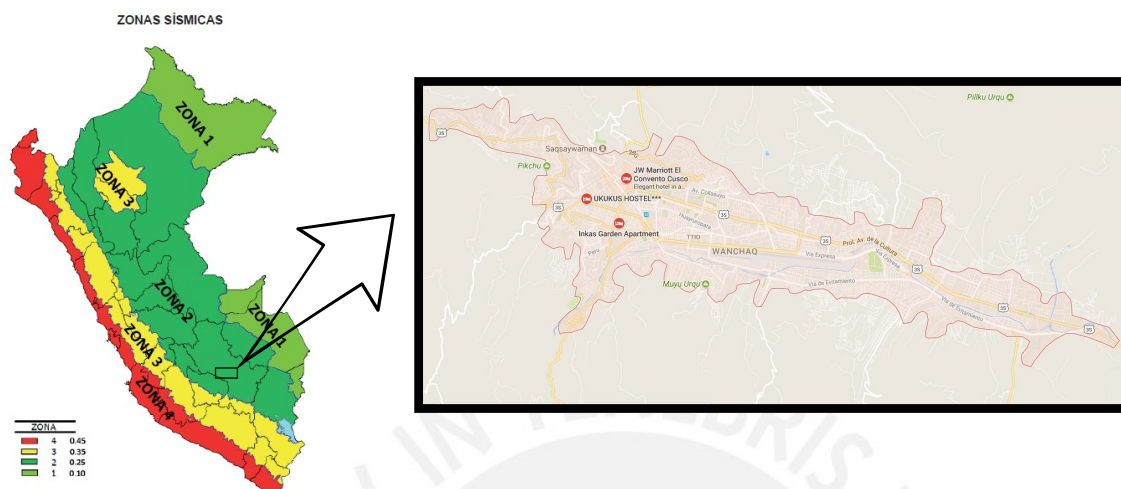


Figura 5. Ubicación del edificio en el mapa de peligro sísmico

Nota. Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2017.

Tabla 5

Factor de zona.

Zona	Z (g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2017.

La ciudad del Cusco se encuentra entre la zona 2 y la zona 3. El edificio en cuestión se encuentra en la provincia de Cusco-Wánchaq, por lo que le corresponde la zona 2 y el valor de factor de zona de 0.25 g.

### Parámetros de Sitio (S)

El proyecto se encuentra situado sobre un suelo flexible tipo II y en la zona 2, por lo que le corresponde el factor de suelo S2 que es 1.20.

Tabla 6

*Factor de zona.*

Zona/Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2017.

En cuanto a los valores de periodo  $T_p$  y  $T_l$  se tiene respectivamente los factores de 1 y 1.6

Tabla 7

*Periodos “ $T_p$ ” y “ $T_l$ ”.*

	S0	S1	S2	S3
$T_p$ (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_l$ (s)	3.00	2.50	2.0	1.60

Nota. Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2017.

### **Factor de amplificación dinámica (C)**

Después de un análisis modal realizado en el programa de cómputo ETABS se obtuvo los siguientes resultados modales en los dos sentidos de evaluación:

Tabla 8

Periodos y factores de participación por modo.

Modo	Periodo (s)	Factor de participación en X	Factor de participación en Y
1	0.736	0.776	0.016
2	0.539	0.002	0.100
3	0.465	0.011	0.669
4	0.207	0.136	0.002
5	0.156	0.001	0.012
6	0.126	0.006	0.124
7	0.101	0.037	0.003
8	0.076	0.001	0.003
9	0.063	0.015	0.002
10	0.059	0.000	0.038
11	0.045	0.003	0.000
12	0.043	0.005	0.001
13	0.036	0.000	0.016
14	0.034	0.003	0.000
15	0.028	0.002	0.000
16	0.028	0.001	0.001
17	0.025	0.000	0.007
18	0.020	0.000	0.003
19	0.019	0.000	0.001
20	0.016	0.000	0.001
21	0.015	0.000	0.000
	Suma factores de participación %	<b>100.00</b>	<b>100.00</b>

*Nota.* Elaboración propia.

Los factores de amplificación dinámica se calculan con las siguientes formulas tomadas de la Norma de Diseño Sismorresistente:



- Si  $T < T_p$ , entonces  $C = 2.5$
- Si  $T_p < T < T_l$ , entonces  $C = 2.5 * (\frac{T_p}{T})$
- Si  $T > T_l$ , entonces  $C = 2.5 * (\frac{T_p * T_l}{T^2})$

Del análisis modal se obtuvo que los periodos para los ejes principales son de 0.74 segundos y 0.47 segundos respectivamente, por lo que los factores de amplificación dinámica calculados con las fórmulas previamente descritas son 2.04 y 2.50 respectivamente.

### **Categoría de la edificación (U)**

De acuerdo con la tabla que nos brinda la Norma de Diseño Sismorresistente, el edificio en cuestión tiene la categoría de “Edificaciones comunes”, a la cual le corresponde un factor U de 1. Dentro de las edificaciones comunes encontramos viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acaree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

### **Sistema estructural (R)**

Según la estructuración planteada y la distribución de elementos estructurales, el edificio en cuestión es de muros estructurales de concreto armado al cual le corresponde un R de 6.

### **Irregularidades estructurales (Ia, Ip)**

Para un primer análisis se encuentra que solo se tiene irregularidad por esquinas entrantes en los dos ejes principales por lo que los factores de irregularidad son de 1 y 0.9 respectivamente.

## **Análisis estático**

### **Peso sísmico**

La estimación del peso sísmico se obtiene adicionando a la carga permanente y total de la edificación un 25% de carga viva para los pisos típicos y la azotea (Edificación categoría C). A

continuación, se mencionarán las magnitudes de las cargas muertas consideradas por elemento; las losas macizas y las losas aligeradas tienen un peso por área de  $0.48 \text{ tn/m}^2$  y  $0.30 \text{ tn/m}^2$  respectivamente; el piso terminado tiene un peso por área de  $0.10 \text{ tn/m}^2$ ; los tabiques sobre las losas tienen un peso por área distribuido de  $0.10 \text{ tn/m}^2$ ; los tabiques sobre las vigas se consideró un peso lineal distribuido de  $0.54 \text{ tn/m}$  o de  $0.25 \text{ tn/m}$  si este tiene o no una abertura; por último, la sobrecarga tiene un valor de  $0.20 \text{ tn/m}^2$  para los pisos típicos y de  $0.10 \text{ tn/m}^2$  en la azotea.

A continuación, como ejemplo se mostrarán los cálculos para el metrado de cargas para los elementos verticales:

Tabla 9

*Metrado de cargas del edificio.*

Elemento	Área total ( $\text{m}^2$ )	Longitud ( $\text{m}$ )	Peso piso típico ( $\text{tn}$ )	Peso en 7 pisos ( $\text{tn}$ )
Losas macizas 0.20 m	57.52		27.61	193.26
Losas aligeradas 0.20 m	131.77		39.53	276.72
Tabiquería	131.77		13.18	79.06
Carga viva	189.29		9.46	61.52
Piso terminado	189.29		18.93	113.57
Vigas 0.25x0.50 m		136.99	41.10	287.67
Vigas 0.20x0.20 m		4.70	0.45	3.16
Vigas 0.10x0.20 m		1.65	0.08	0.55
Tabiques en vigas 0.54 tn/m		47.22	25.50	152.99
Tabiques en vigas 0.25 tn/m		45.69	11.42	68.54
Muros de concreto	4.36	20.50		214.51
Columnas	1.55	20.50		76.26
<b>Peso total</b>				<b>1527.81</b>

*Nota.* Elaboración propia.

### ***Peso sísmico utilizado (P)***

El peso sísmico calculado por el programa ETABS es de 1570.35 tn. La variación entre este valor y el metrado convencional es de 2.71%. Para los cálculos se utilizará el peso estimado por el programa, pues es más preciso y conservador.

### ***Fuerza cortante basal***

La fuerza cortante en la base para el análisis estático que propone la Norma de Diseño Sismorresistente es la siguiente:

$$\bullet \quad V = \frac{Z*U*C*S}{R} * P$$

Los parámetros que se usaran para el cálculo de la cortante basal son los siguientes:

Tabla 10

*Resumen parámetros sísmicos para cálculo de la fuerza basal*

Parámetros sísmicos	Eje X	Eje Y
Z	0.25	0.25
U	1.00	1.00
C	2.04	2.50
S	1.20	1.20
Ro	5.40 (6 * 0.90)	5.40 (6 * 0.90)
P (tn)	1570.35	1570.35
V (tn)	177.80	218.10

*Nota.* Elaboración propia.

La cortante basal estática es de 177.8 tn y 218.10 tn para los ejes X y Y respectivamente.

## Análisis dinámico

### Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por la siguiente ecuación:

$$\bullet \quad Sa = \frac{Z*U*C*S}{R} * g$$

La variable de la ecuación de pseudoaceleraciones es el valor de C que depende del periodo. A continuación, se mostrará un gráfico con las pseudoaceleraciones de diseño para todos los periodos:

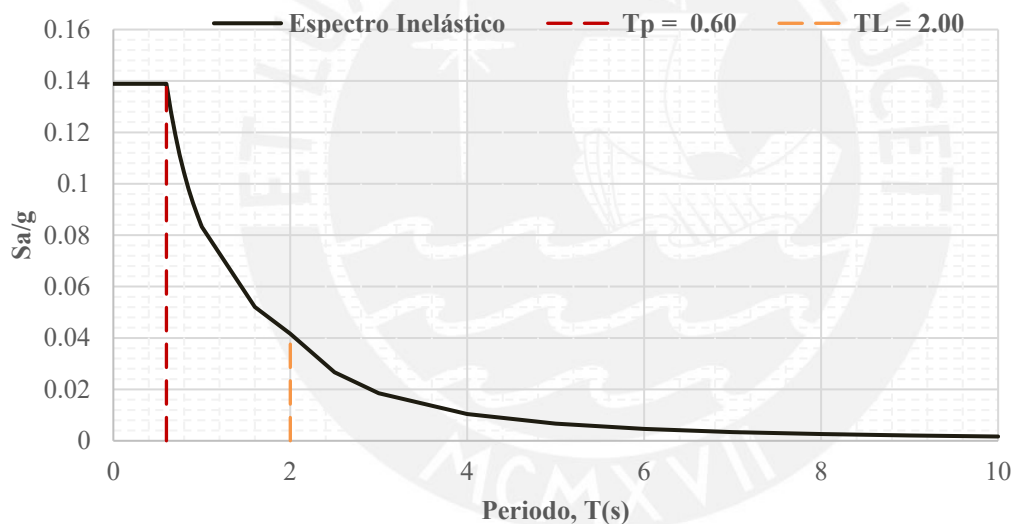


Figura 6. Espectro de diseño aceleración vs periodo

Nota. Elaboración propia

El valor calculado para las dos direcciones de la aceleración espectral para los ejes X e Y es de 0.11 g y 0.14 g respectivamente, donde g es el valor de gravedad.

### **Criterios de combinación**

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá estimarse mediante la siguiente expresión (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016):

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

### **Fuerza cortante en la Base**

La fuerza cortante en la base para los ejes principales debido al análisis dinámico es de 142.43 tn y 157.73 tn respectivamente.

La Norma de Diseño Sismorresistente establece que la fuerza cortante mínima para cada una de las direcciones consideradas en el análisis la fuerza cortante en la base no puede ser menor que el 90% para estructuras irregulares (condición que se asume antes de realizar los cálculos y que posteriormente se verificará). En este caso el 90% de la fuerza cortante del análisis estático es de 160.02 tn y 196.29 tn respectivamente para los ejes principales, por lo que los valores de la cortante basal del análisis dinámico se tendrán que amplificar en factores de 1.123 y 1.245 respectivamente para cumplir con los valores mínimos establecidos por la Norma de Diseño Sismorresistente.

### **Verificación de sistema estructural**

Para cumplir con el valor asumido correspondiente al sistema de muros estructurales se tiene que verificar que en los muros actúe por lo menos el 70% de fuerza cortante en la base. A continuación, se mostrará una tabla con las fuerzan que actúan en los muros y en las columnas:

Tabla 11.

*Fuerza actuante en la base por tipo de elemento.*

Elemento	Fuerza en X ( <i>tn</i> )	Fuerza en Y ( <i>tn</i> )
Muros	147.63	187.76
Columnas	12.39	8.54

Nota. Elaboración propia

De los resultados mostrados en la tabla anterior en los muros actúa el 92.26% y 95.65% respectivamente para ambos sentidos, por lo que se confirma que el sistema actuante principal es el de muros estructurales.

### **Verificación de Irregularidades**

Para validar los resultados obtenidos se tiene que verificar los valores de las irregularidades asumidos. A continuación, se verificarán todos los valores de irregularidad:

#### ***Irregularidades estructurales en altura***

##### ***Irregularidad de Rigidez – Piso Blando***

Se tiene que verificar que la rigidez de entrepiso lateral de un piso sea mayor al 70% que un entrepiso superior y mayor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. A continuación, se mostrará una tabla con los cálculos:

Tabla 12

*Cálculos para verificación de piso blando eje X.*

Piso	Cortante en X ( <i>tn</i> )	Deriva en X	Rigidez en X ( <i>tn/mm</i> )	1era condición	2da condición
Azotea	25.16	0.0023	10735.15		
Piso 6	59.00	0.0028	20711.20	1.93	
Piso 5	85.80	0.0033	25689.28	1.25	
Piso 4	107.13	0.0037	29007.49	1.14	1.542
Piso 3	123.79	0.0038	32719.42	1.14	1.321
Piso 2	135.76	0.0036	38238.86	1.16	1.316
Piso 1	142.43	0.0029	49272.79	1.31	1.505

Nota. Elaboración propia

Tabla 13

*Cálculos para verificación de piso blando eje Y.*

Piso	Cortante en Y ( <i>tn</i> )	Deriva en Y	Rigidez en Y ( <i>tn/mm</i> )	1era condición	2da condición
Azotea	27.38	0.0012	22905.35		
Piso 6	65.09	0.0015	44194.48	1.93	
Piso 5	95.67	0.0017	55400.07	1.25	
Piso 4	120.10	0.0019	63046.89	1.14	1.54
Piso 3	138.67	0.0019	71729.38	1.14	1.32
Piso 2	151.23	0.0018	85202.48	1.19	1.34
Piso 1	157.73	0.0013	117184.98	1.38	1.60

Nota. Elaboración propia

Luego de los cálculos podemos confirmar que no hay piso blando, pues en todos los casos los valores para la primera condición son mayores al 70% y para segunda mayores al 80%.

*Irregularidad de Masa o Peso.*

Debido a la simetría en altura y planta de todos los pisos no se tiene irregularidad por peso o masa. A continuación, se mostrará una tabla para verificar esta irregularidad

*Irregularidad Geométrica Vertical.*

La geometría vertical del edificio es continua en todas las direcciones por lo que no se tiene esta irregularidad:

Tabla 14

Cálculos para verificación de piso blando eje Y.

Piso	Peso ( <i>tn</i> )	$W_i/W_{i+1} > 1.5$	$W_i/W_{i-1} > 1.5$
Azotea	139.26		
Piso 6	237.14		1
Piso 5	237.14	1.00	1
Piso 4	237.14	1.00	1
Piso 3	237.14	1.00	1
Piso 2	237.14	1.00	0.966279855
Piso 1	245.41	1.03	

Nota. Elaboración propia

Se verifica que la estructura en cuestión no tiene esta irregularidad

*Discontinuidad en los Sistemas Resistentes*

Todos los elementos estructurales se encuentran alineados y son continuos en altura por lo que no se tiene esta irregularidad.



### *Irregularidades estructurales en planta*

#### *Irregularidad Torsional*

Para que la estructura tenga esta irregularidad se tiene que cumplir que el ratio de deriva máxima y la deriva promedio sea mayor a 1.3; además, se tiene esta irregularidad cuando la deriva máxima es mayor al 50% de la deriva permisible (en este caso 0.0035); estos valores se calcularán con las fuerzas del sismo dinámico no amplificado para cada sentido de análisis. A continuación, se mostrará una tabla con los cálculos necesarios para evaluar esta irregularidad:

Tabla 15  
Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido X eje X.

Piso	Deriva máxima X ( $\text{‰}$ )	Deriva promedio X ( $\text{‰}$ )	Ratio	Deriva inelástica X ( $\text{‰}$ )	> 3.5
Azotea	0.88	0.85	1.04	4.05	Si
Piso 6	1.08	1.04	1.04	4.95	Si
Piso 5	1.27	1.22	1.05	5.85	Si
Piso 4	1.42	1.34	1.06	6.52	Si
Piso 3	1.47	1.38	1.06	6.72	Si
Piso 2	1.37	1.29	1.06	6.28	Si
Piso 1	0.78	0.72	1.07	3.56	Si

Nota. Elaboración propia

Tabla 16

Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido X eje Y.

Piso	Deriva máxima Y ( $^{\circ}/_{\infty}$ )	Deriva promedio Y ( $^{\circ}/_{\infty}$ )	Ratio	Deriva inelástica Y ( $^{\circ}/_{\infty}$ )	> 3.5
Azotea	0.12	0.10	1.26	0.56	No
Piso 6	0.17	0.14	1.23	0.78	No
Piso 5	0.23	0.19	1.21	1.03	No
Piso 4	0.28	0.23	1.21	1.29	No
Piso 3	0.32	0.26	1.20	1.45	No
Piso 2	0.31	0.26	1.18	1.41	No
Piso 1	0.19	0.15	1.28	0.88	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 17

Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido Y eje X.

Piso	Deriva máxima X ( $^{\circ}/_{\infty}$ )	Deriva promedio X ( $^{\circ}/_{\infty}$ )	Ratio	Deriva inelástica X ( $^{\circ}/_{\infty}$ )	> 3.5
Azotea	0.35	0.26	1.34	1.61	No
Piso 6	0.42	0.31	1.38	1.95	No
Piso 5	0.48	0.34	1.42	2.22	No
Piso 4	0.56	0.38	1.47	2.56	No
Piso 3	0.61	0.40	1.52	2.78	No
Piso 2	0.59	0.38	1.54	2.69	No
Piso 1	0.30	0.20	1.49	1.36	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 18

Cálculos para verificación de irregularidad torsional para el sentido Y eje Y.

Piso	Deriva máxima Y ( $^{\circ}/\infty$ )	Deriva promedio Y ( $^{\circ}/\infty$ )	Ratio	Deriva inelástica Y ( $^{\circ}/\infty$ )	> 3.5
Azotea	0.51	0.44	1.16	2.32	No
Piso 6	0.62	0.54	1.15	2.82	No
Piso 5	0.72	0.63	1.14	3.29	No
Piso 4	0.79	0.69	1.14	3.61	Si
Piso 3	0.80	0.70	1.13	3.66	Si
Piso 2	0.73	0.65	1.13	3.36	No
Piso 1	0.38	0.34	1.14	1.76	No

Nota. Elaboración propia

Para que se tenga irregularidad torsional se debe cumplir las dos condiciones (ratio mayor a 1.3 y deriva inelástica mayor a 3.5); de las anteriores tablas podemos concluir que no se tiene irregularidad por torsión en ninguno de los sentidos de análisis.

#### *Esquinas Entrantes*

En todos los pisos se tiene abertura de 3.5 m para el eje X y 4.6 m para el eje Y; se tiene una longitud de 13.6 m por 19.1 m, por lo que el ratio de abertura con longitud total seria de 0.257 y 0.241 respectivamente. Se verifica que se tiene irregularidad por esquinas entrantes pues el ratio mencionado es mayor a 0.2.

#### *Discontinuidad del Diafragma*

La estructura no presenta discontinuidades abruptas y variaciones importantes en rigidez por lo que no tiene esta irregularidad.

#### *Sistemas no Paralelos*

En todos los sentidos de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos, por lo que no presenta esta irregularidad.

### ***Conclusiones de irregularidades estructurales***

Se verifica los valores iniciales asumidos para el cálculo del factor de irregularidad que multiplica el valor de R

### **Resultados análisis dinámico**

Para verificar que la estructuración es correcta se procederá a hallar las derivas elásticas; Luego, se calcularan las derivas inelásticas y verificara con los valores limite que propone Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Para el cálculo de las derivas inelásticas se utilizará la siguiente formula:

- $Deriva\ inelastica = Deriva\ elastica * 5.4 * 0.85$

A continuación, se adjuntarán las derivas elásticas obtenidas para el sismo dinámico en ambos sentidos:

Tabla 19  
Cálculos para verificación de derivas en sentido X.

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica ‰	> 7
Azotea	0.0009	4.05	No
Piso 6	0.0011	4.95	No
Piso 5	0.0013	5.85	No
Piso 4	0.0014	6.52	No
Piso 3	0.0015	6.72	No
Piso 2	0.0014	6.28	No
Piso 1	0.0008	3.56	No

Nota. Elaboración propia

Tabla 20

Cálculos para verificación de derivas en sentido Y.

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica ‰	> 7
Azotea	0.0005	2.32	No
Piso 6	0.0006	2.82	No
Piso 5	0.0007	3.29	No
Piso 4	0.0008	3.61	No
Piso 3	0.0008	3.66	No
Piso 2	0.0007	3.36	No
Piso 1	0.0004	1.76	No

Nota. Elaboración propia

De acuerdo a los valores calculados se verifica que la estructura cumple con el límite de derivas propuesto por la Norma de Diseño Sismorresistente.

### ***Centro de rigidez y centro de masa***

El centro de rigidez y centro de masa tienen sus diferencias, pues las placas que están alrededor del ascensor no son simétricas; además, en la parte superior de la planta se encuentran 2 placas de longitud mediana y con un espesor de 0.25 m. Como era de esperarse el centro de rigidez está al lado izquierdo y superior respecto al centro de masa debido a las condiciones previamente mencionadas. A continuación, se muestra una tabla con los valores del centro de masa y centro de rigidez por cada planta:

Tabla 21

*Centro de rigidez y centro de masa.*

Piso	XCM ( <i>m</i> )	YCM ( <i>m</i> )	XCR ( <i>m</i> )	YCR ( <i>m</i> )
Piso 1	6.78	8.83	5.97	10.39
Piso 2	6.79	8.83	5.89	9.19
Piso 3	6.79	8.83	5.96	8.81
Piso 4	6.79	8.83	6.05	8.70
Piso 5	6.79	8.83	6.14	8.68
Piso 6	6.79	8.83	6.24	8.71
Azotea	6.80	8.52	6.33	8.69

Nota. Elaboración propia



## Capítulo 5

### Diseño de losas aligeradas y macizas

#### Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad

Las losas no tienen función sismorresistente en la estructura, por lo que su análisis y diseño es por cargas de gravedad. A manera de ejemplo se realizará el análisis y diseño de la losa aligerada ubicada entre los ejes 5 y 6; además, el análisis y diseño la losa maciza ubicada en los ejes 3,4-A'B'.

#### Metrado de cargas

##### *Losa aligerada*

Para el Metrado de cargas se consideró un ancho efectivo de vigueta de 0.40 m. Según la norma E-020 (tabla 1) el peso por área correspondiente a un aligerado de 0.20 m de espesor es de  $0.30 \text{ tn/m}^2$ ; el peso por área del piso del piso terminado ( $e=5 \text{ cm}$ ) es de  $0.10 \text{ tn/m}^2$ ; el peso de los tabiques por área es de  $0.10 \text{ tn/m}^2$  y; puesto que el uso será para viviendas la carga viva para todas las áreas es de  $0.20 \text{ tn/m}^2$ . A continuación, se mostrará una tabla con los cálculos para obtener la carga ultima, el modelo estructural de un aligerado típico y la sección típica del aligerado:

Tabla 22

Metrado de cargas aligerado típico entre los ejes 5 - 6.

Tipo de Carga	Elemento	Peso por área (tn/m <sup>2</sup> )	Peso en ancho efectivo (0.40m) (tn/m)	Suma por tipo de carga (tn/m)
Muerta	Piso terminado	0.10	0.04	0.2
	Peso aligerado	0.30	0.12	
	Tabiquería	0.10	0.04	
Viva	Sobrecarga	0.20	0.08	0.08
Última				0.42

Nota. La carga última está conformada por la combinación  $1.4 \times \text{Carga muerta} + 1.7 \times \text{Carga viva}$ .

Elaboración propia

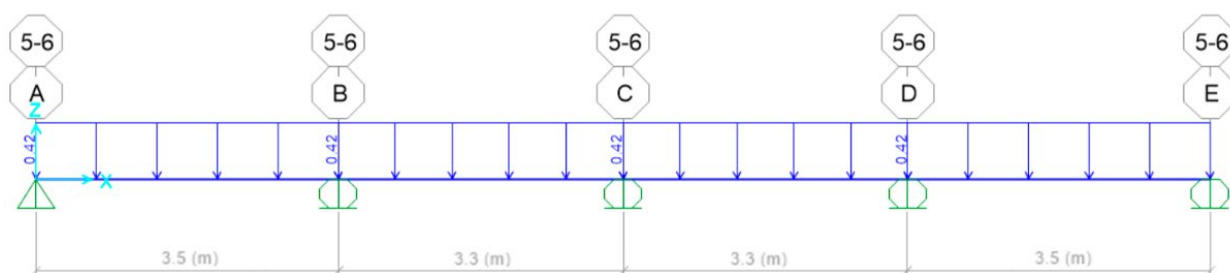
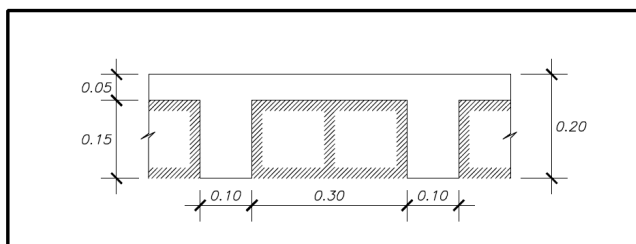


Figura 7. Modelo estructural aligerado típico

Nota. Unidades de carga distribuida en tn/m. Elaboración propia.

Figura 8. Sección transversal aligerado típico  $h=0.20$  m.

Nota. Unidades de las dimensiones en m. Elaboración propia.



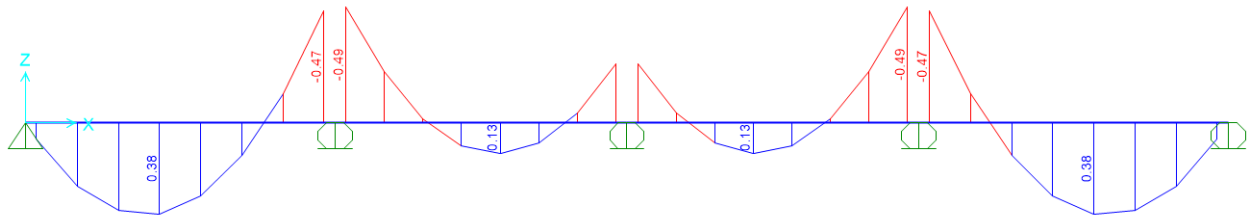


Figura 9. Diagrama de momento flector. Unidades en  $\text{tn}\cdot\text{m}$ .

Nota. Elaboración propia

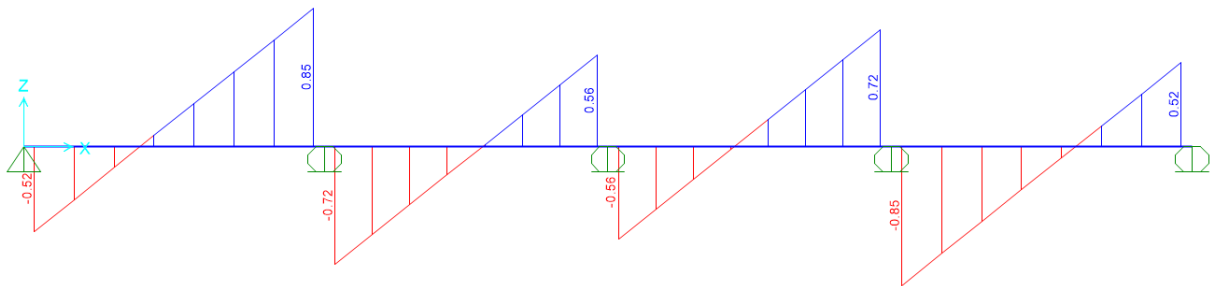


Figura 10. Diagrama de fuerzas cortantes. Unidades en  $\text{tn}$ .

Nota. Elaboración propia.

### **Losa maciza**

Para el Metrado de cargas se consideró un área tributaria de  $1 \text{ m}^2$ . El peso por área correspondiente a una losa maciza de  $0.20 \text{ m}$  de espesor es de  $0.48 \text{ tn/m}^2$ ; el peso por área del piso del piso terminado ( $e=5 \text{ cm}$ ) es de  $0.10 \text{ tn/m}^2$ ; el peso de los tabiques por área es de  $0.10 \text{ tn/m}^2$  y; puesto que el uso será para viviendas la carga viva para todas las áreas es de  $0.20 \text{ tn/m}^2$ . A continuación, se mostrará una tabla con los cálculos para obtener la carga ultima, el modelo estructural la losa maciza:

Tabla 23

Metrado de cargas losa maciza ubicado en los ejes 3,4-A'B'.

Tipo de Carga	Elemento	Peso por área (tn/m <sup>2</sup> )	Suma por tipo de carga (tn/m <sup>2</sup> )
Muerta	Piso terminado	0.10	0.58
	Peso losa maciza	0.48	
Viva	Sobrecarga	0.20	0.20
Última			1.15

Nota. La carga última está conformada por la combinación  $1.4 \times \text{Carga muerta} + 1.7 \times \text{Carga viva}$ .

Elaboración propia.

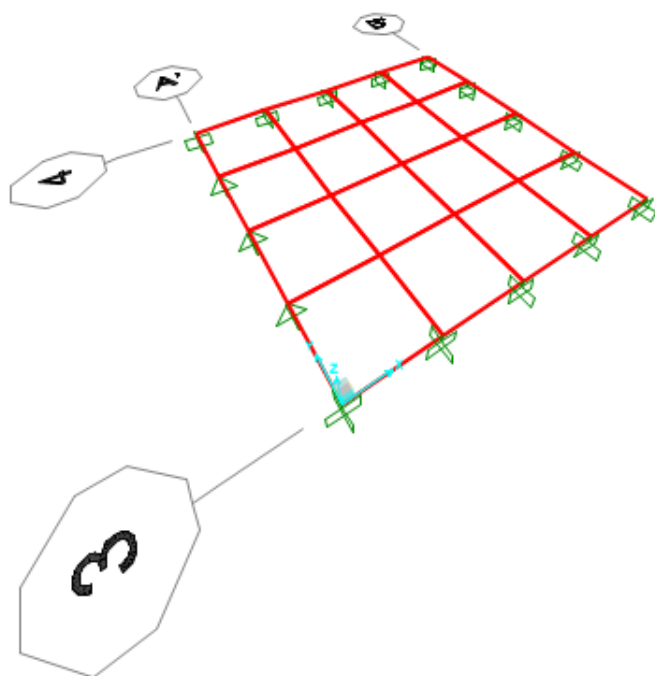


Figura 11. Modelo estructural losa maciza

Nota. Elaboración propia.

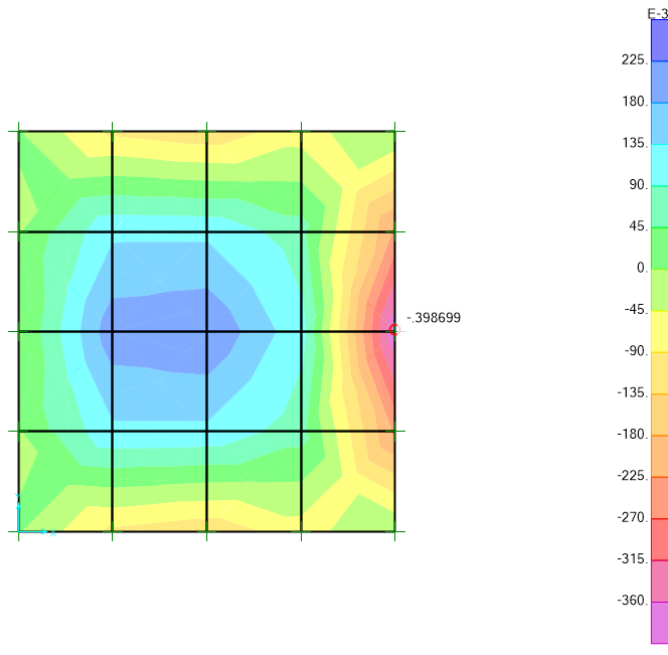


Figura 12. Diagrama de momento flector dirección x. Mínimo valor = -0.399, Máximo valor= 0.224. Unidades en  $tn * m/m$ . Nota. Elaboración propia.

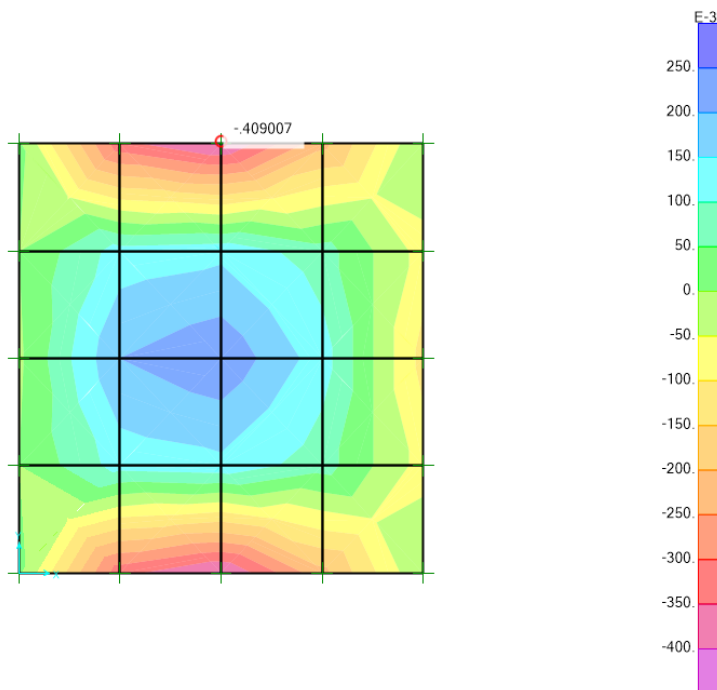


Figura 13. Diagrama de momento flector dirección y. Mínimo valor = -0.409, Máximo valor= 0.242. Unidades en  $tn * m/m$ . Nota. Elaboración propia.

## Procedimientos de diseño

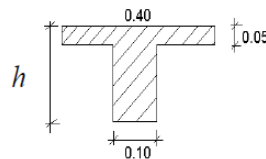
### Losa aligerada

La norma E-060 nos exige que el acero mínimo debe ser tal que garantice una resistencia mínima según las siguientes ecuaciones:

- $\Phi M_n + > 1.2 M_{cr} +$  ; y  $\Phi M_n - > 1.2 M_{cr} -$  (1)

Los valores de las ecuaciones anteriores recurrimos a las tablas propuestas en “Apuntes del curso de Concreto Armado 1” (Ottazzi, 2016) que se mostrará a continuación:

Peralte ( $h$ ) m	$I_g$ $\text{cm}^4$	$M_{cr}^+$ kg-m	$M_{cr}^-$ kg-m	$A_s^+ \text{ min}$	$A_s^- \text{ min}$	$A_s^+ b$	$A_s^- b$
0.17	7,275	185	370	0.53	1.17	9.35	2.97
0.20	11,800	260	505	0.61	1.29	10.0	3.61
0.25	22,700	405	750	0.74	1.47	11.05	4.67
0.30	38,430	580	1,030	0.86	1.63	12.11	5.74



$I_g =$	momento de inercia de la sección no fisurada.
$M_{cr}^+ =$	momento de agrietamiento positivo ( $f_r = 2 \sqrt{f_c}$ )
$M_{cr}^- =$	momento de agrietamiento negativo ( $f_r = 2 \sqrt{f_c}$ )
$A_s^+ \text{ min}, A_s^- \text{ min} =$	acero mínimo positivo y negativo de acuerdo a E-060.
$A_s^+ b, A_s^- b =$	acero balanceado para $M^+$ y $M^-$ respectivamente.

Figura 14. Propiedades de sección de un aligerado típico.

Nota. Tabla 11-2 tomado de Ottazzi, 2016.

Para un aligerado de 20 cm tenemos lo siguiente:

Tabla 24

Propiedades aligerado de 20 cm.

Aligerado	$A_s^+ \text{ min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s^- \text{ min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s^+ b$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s^- b$ ( $\text{cm}^2$ )
20 cm	0.61	1.29	10	3.61

Nota. Tomado de Ottazzi, 2016.

Luego, con los momentos últimos hallados para la sección típica se procederá a hacer el diseño por flexión de acuerdo a las siguientes formulas:

$$\bullet \quad a = d - \left( d^2 - \frac{(2 * Mu)}{\Phi * 0.85 * f'_c * b} \right)^{0.5} \quad (2)$$

$$\bullet \quad As = \frac{Mu}{\Phi * fy * \left( d - \frac{a}{2} \right)} \quad (3)$$

Donde,  $a$  = *Altura bloque de compresiones*

$d$  = *Peralte efectivo*

$Mu$  = *Momento ultimo*

$\Phi$  = *factor de reduccion por flexión*

$f'_c$  = *Resistencia concreto*

$b$  = *ancho de la base*

Finalmente, se debe verificar que las fuerzas cortantes últimas no excedan a la capacidad máxima de la sección y en caso de no hacerlo se procederá a realizar el análisis de ensanches.

Para esto se utilizará la siguiente fórmula para la verificación:

$$\bullet \quad \phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde,  $\phi V_c$  = *resistencia de diseño*

$f'_c$  = *Resistencia concreto*

$b$  = *ancho de la base*

$d$  = *Peralte efectivo*

### **Losa maciza**

La norma E-060 nos exige que la cuantía mínima para losas macizas cuando el acero se distribuye en las dos caras debe ser 0.0018, por lo que el acero mínimo por metro lineal es de 3.6

$\text{cm}^2(\Phi 3/8 @ 0.20 \text{ m})$ . Luego, después de un análisis estructural con los momentos últimos hallados se procederá a hacer el diseño por flexión de acuerdo a las fórmulas (2) y (3)

### Ejemplo de diseño

#### Losa aligerada

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cálculos para el diseño por flexión para un aligerado típico:

Tabla 25

Cálculos diseño por flexión de aligerado típico.

Eje	Mu ( $\text{tn} * \text{m}$ )	d ( $\text{cm}$ )	b ( $\text{cm}$ )	a ( $\text{cm}$ )	As ( $\text{cm}^2$ )	# Acero necesario	Diámetro (")
5 - 6	0.38	17	40	0.35	0.60	1	3/8
	-0.49	17	10	1.90	0.81	1	1/2
	0.13	17	40	0.12	0.20	1	3/8
	-0.25	17	10	0.94	0.40	1	1/2
	0.13	17	40	0.12	0.20	1	3/8
	-0.49	17	10	1.90	0.81	1	1/2
	0.38	17	40	0.35	0.60	1	3/8

Nota. Elaboración propia

Ahora, pasaremos a la verificación por corte que viene dada por la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.22 \text{ tn}$$

Del cálculo anterior se observa que el diseño por corte es satisfactorio, pues la máxima fuerza cortante obtenida en el análisis es de  $0.72 \text{ tn} < 1.22 \text{ tn}$ .

#### Losa maciza

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cálculos para el diseño por flexión para un aligerado típico:

Tabla 26

Cálculos diseño por flexión de losa maciza.

Eje	Mu ( $tn * m/m$ )	d ( $cm$ )	b ( $cm$ )	a ( $cm$ )	As ( $cm^2$ )	# Acero necesario	Diámetro ( $"$ )
	0.22	17	100	0.12	0.34	1	3/8
3,4-	-0.40	17	100	0.21	0.63	1	3/8
A',B'	0.24	17	100	0.09	0.37	1	3/8
	-0.41	17	100	0.06	0.64	1	3/8

Nota. Elaboración propia

Del cálculo anterior se observa que el diseño es gobernado por el acero mínimo en las dos direcciones y dos capas de acero.

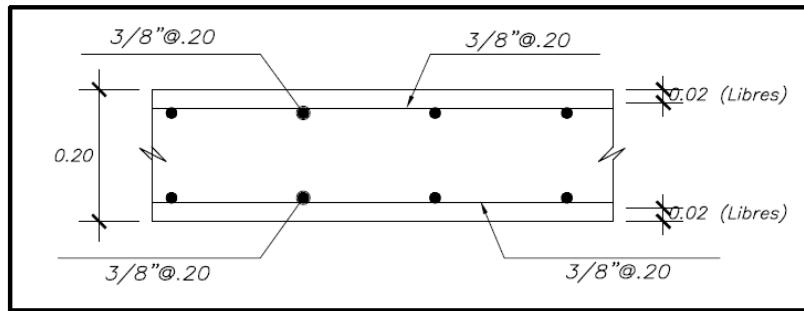


Figura 15. Detalle típico de losa maciza.

Nota. Unidades de las dimensiones en m Elaboración propia.

## Capítulo 6

### Diseño de vigas

#### Modelos y análisis estructural

Las vigas actúan por flexión y corte. Para el análisis estructural se deben considerar las cargas de gravedad y los efectos de sísmicos. A manera de ejemplo se realizará el diseño de la viga del eje 6.

#### Metrado de cargas

Para el Metrado de cargas se consideró que la viga de  $0.25 \times 0.50 \text{ m}$  soporta cargas de peso propio y peso del tabique. En este caso no se considera el peso de la losa aligerada pues esta armada en el eje X (paralela al sentido del eje 6); debido a esta condición no hay cargas vivas ni de piso terminado, ya que generalmente provienen de las losas. Según la norma E-020 Cargas, el peso por volumen de concreto armado es de  $2.4 \text{ tn/m}^3$  y la carga del tabique se considera como  $0.54 \text{ tn/m}$  en los tramos exteriores. A continuación, se mostrará el modelo estructural utilizado para los cálculos.

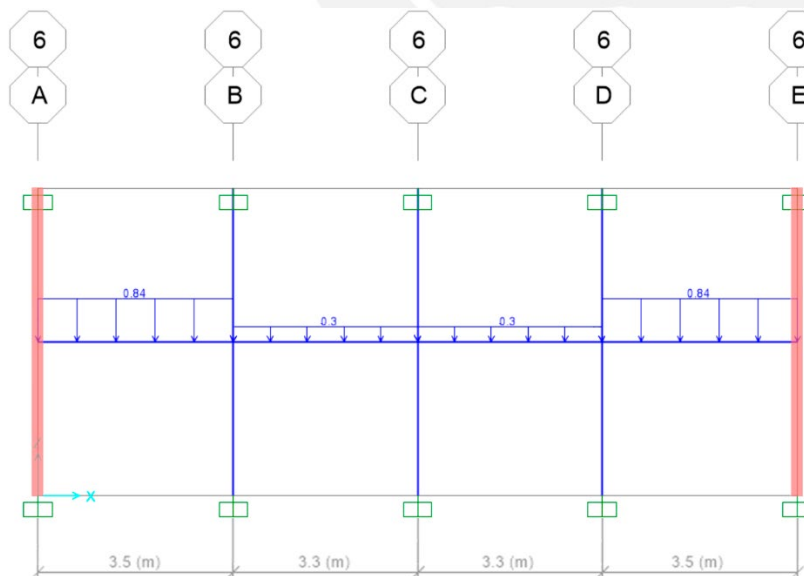


Figura 16. Modelo estructural 2D de viga del eje 6. Unidades de carga muerta distribuida  $\text{tn/m}$

Nota. Elaboración propia.



## Resultados del análisis estructural

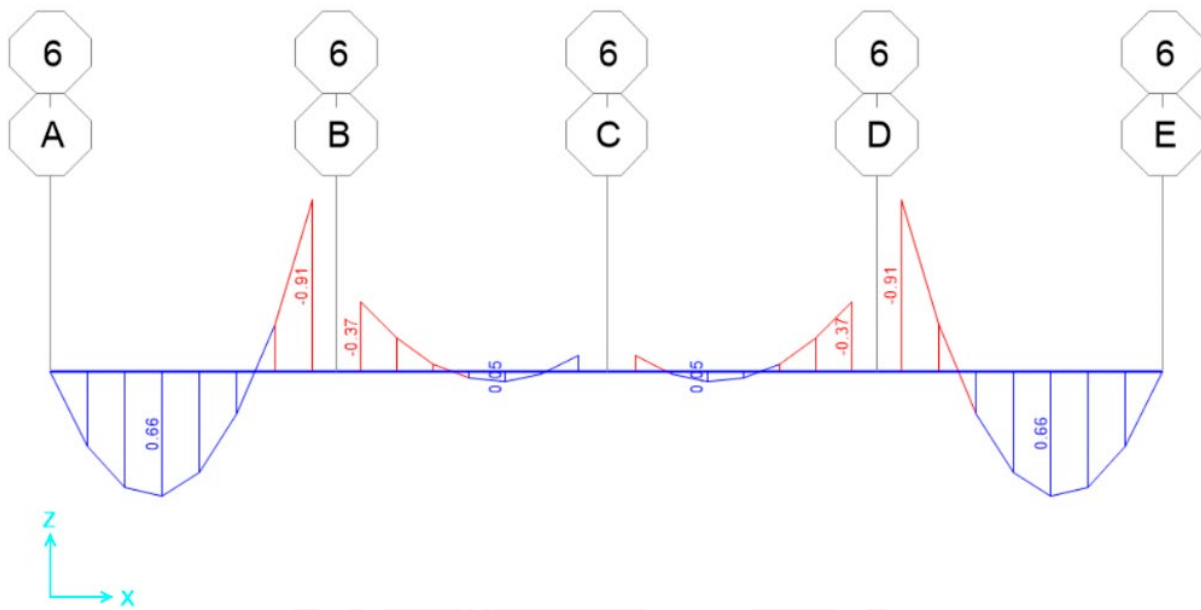


Figura 17. Diagrama de momento flector por Carga Muerta de un modelo 2D. Unidades de diagrama  $tn \cdot m$

Nota. Elaboración propia.

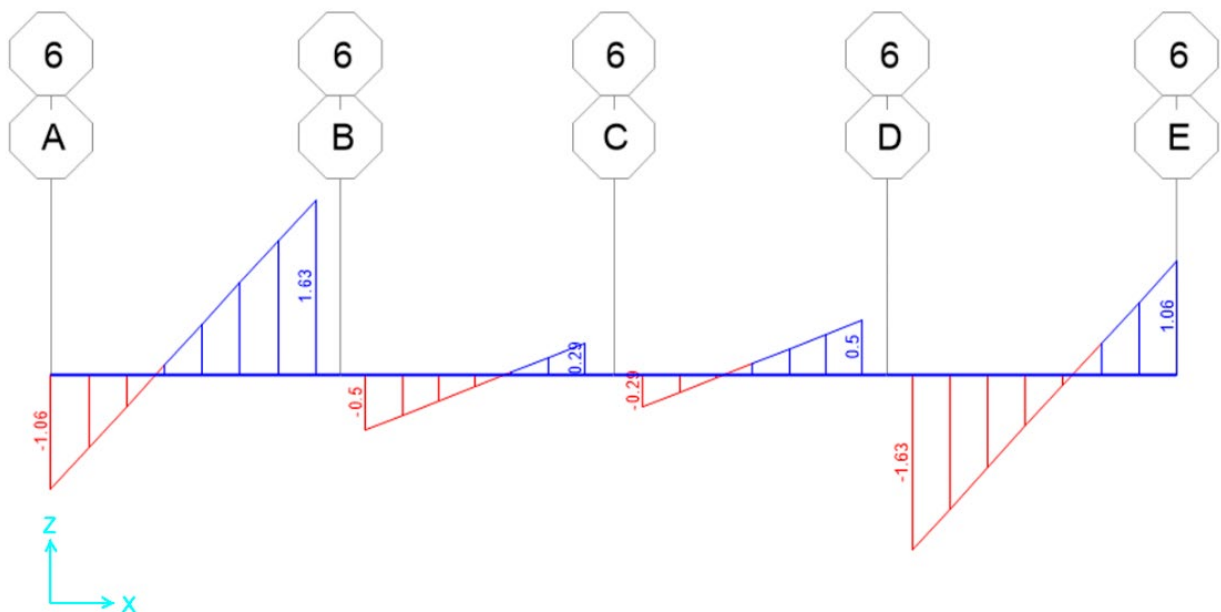


Figura 18. Diagrama de fuerza cortante flector por Carga Muerta de un modelo 2D. Unidades de diagrama  $tn$ .

Nota. Elaboración propia.

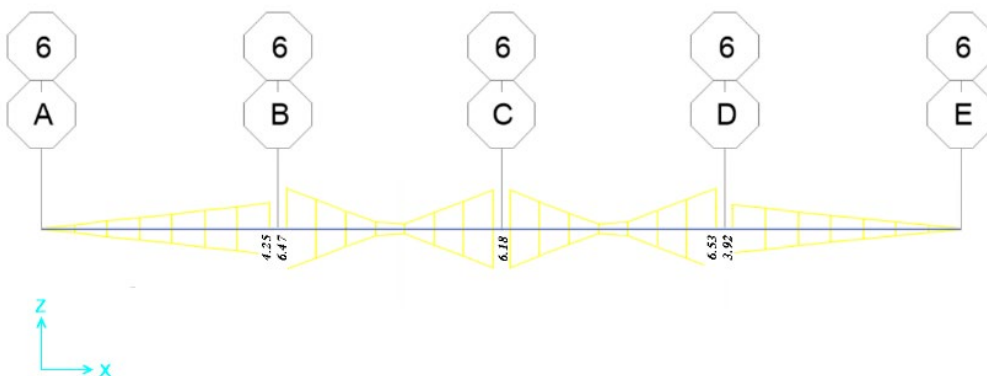


Figura 19. Diagrama de momento flector por Carga Sismo del modelo 3D. Unidades de diagrama  $tn \cdot m$ .

Nota. Elaboración propia.

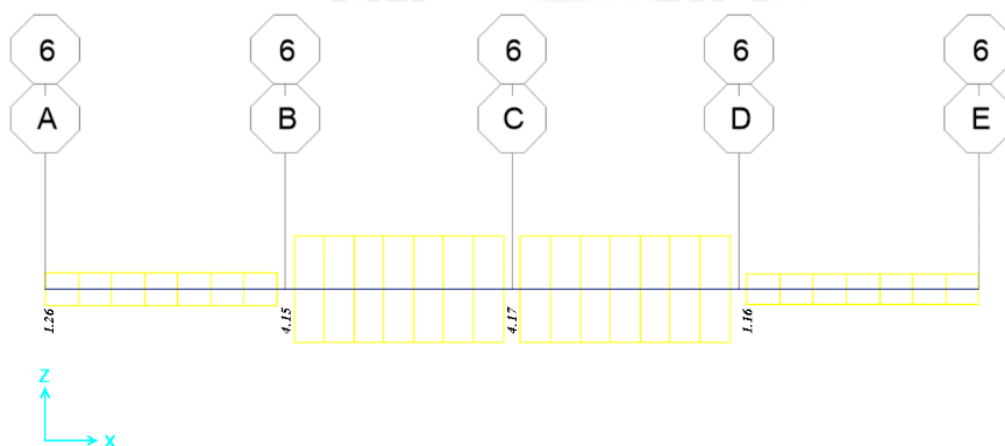


Figura 20. Diagrama de fuerza cortante por Carga Sismo del modelo 3D. Unidades de diagrama  $tn$ .

Nota. Elaboración propia.

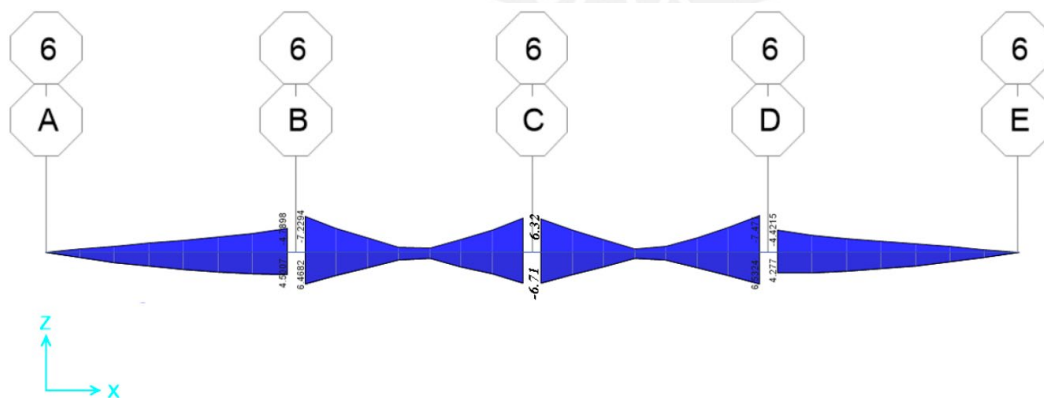


Figura 21. Diagrama de momento flector de la Envolvente de combinaciones de carga del modelo 3D.

Unidades de diagrama  $tn \cdot m$ . Nota. Elaboración propia.

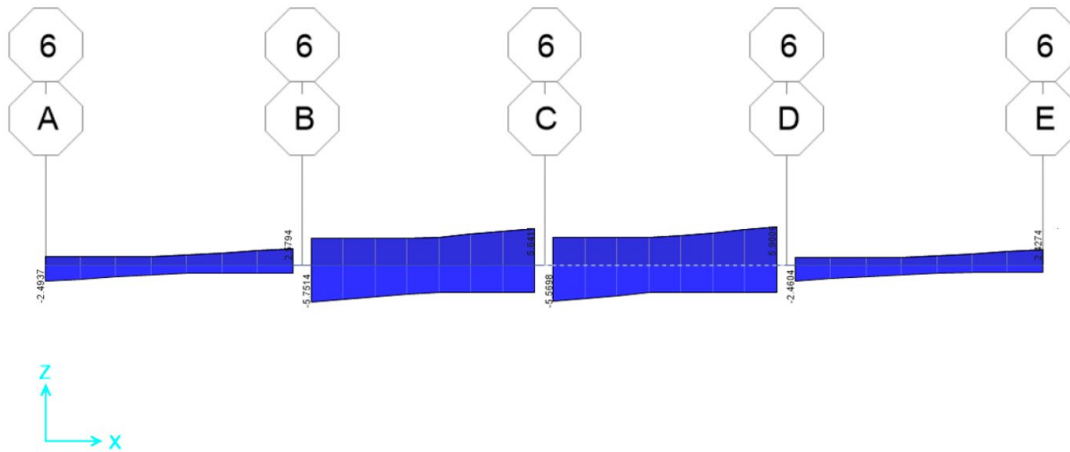


Figura 22. Diagrama de fuerza cortante de la Envolvente de combinaciones de carga del modelo 3D. Unidades de diagrama *tn*. Nota. Elaboración propia.

### Procedimiento de diseño

#### Acero mínimo

La norma E-060 (10.5.2) nos exige que el área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares con el ala en compresión no será menor de:

$$\bullet \quad A_{smin} = 0.7 * \sqrt{f'c} / f_y * b_w * d \quad (4)$$

Donde,  $f'c$  = Resistencia concreto

$f_y$  = Resistencia acero

$b_w$  = ancho de la base

$d$  = peralte efectivo

#### Acero máximo

La norma E-060 nos limita la cantidad de acero que se le proporciona a una sección al 75% del acero de la falla balanceada ( $A_{smax} = 0.75 * A_{sb}$ ). A continuación, se mencionará la ecuación para calcular el acero máximo:

$$\bullet \quad A_{smax} = 0.75 * 1.19 * 10^{-4} * 0.85 * f'c * b * d \quad (5)$$

### Diseño por Flexión

Las vigas deben diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ) (6.1.1, E-060); estas deben estar calculadas con las cargas amplificadas y combinadas. Estas ampliificaciones deber ser para las requeridas para cargas vivas, cargas muertas y cargas sismo.

- $\phi M_n > M_u$  (5)

- $U = 1.4CM + 1.7CV$  (6)

- $U = 1.25(CM + CV) \pm CS$  (7)

- $U = 0.9CM \pm CS$  (8)

Donde,  $\phi M_n =$  Resistencia de diseño

$M_u =$  Momento ultimo

$CM =$  Carga muerta

$CV =$  Carga viva

$CS =$  Carga de sismo

Luego, de realizar el análisis estructural y obtener la envolvente de momentos últimos se procede a hacer el diseño por flexión con las ecuaciones (2) y (3).

### Diseño por corte

Para verificar y asegurar que la viga no falle por corte, el diseño debe regirse por las siguientes ecuaciones:

- $\phi V_n > V_u$  (9)

- $V_n = V_c + V_s$  (10)

Donde,  $\phi V_n =$  Resistencia de diseño

$V_u =$  Carga ultima

$V_c = \text{Resistencia concreto}$

$V_s = \text{Resistencia estribos}$

El aporte del concreto a la resistencia nominal ( $V_c$ ) y el aporte de los estribos ( $V_s$ ) viene dada por las siguientes fórmulas:

- $V_c = 0.53 * f'c^{0.5} * bw * d \quad (11)$
- $V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} < 2.1 * f'c^{0.5} * bw * d \quad (12)$

Además, los estribos deben estar colocados en una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte medido de la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz y los espaciamientos entre los estribos no deber ser menor a:

- La cuarta parte del peralte efectivo.
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- Por último, no debe ser menor a 0.30 m.

### **Diseño por capacidad**

Para asegurar que en caso de un sismo de alta magnitud se produzca una falla dúctil antes que la frágil, la norma da nos indica que la fuerza cortante de diseño  $V_u$  no debe ser menor de las siguientes condiciones (21.4.3, E-060):

- La suma de las fuerzas cortantes asociadas a los momentos nominales en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
- El cortante máximo obtenido con las combinaciones de carga mencionadas (6, 7, 8) con el factor de amplificación del sismo igual a 2.5.

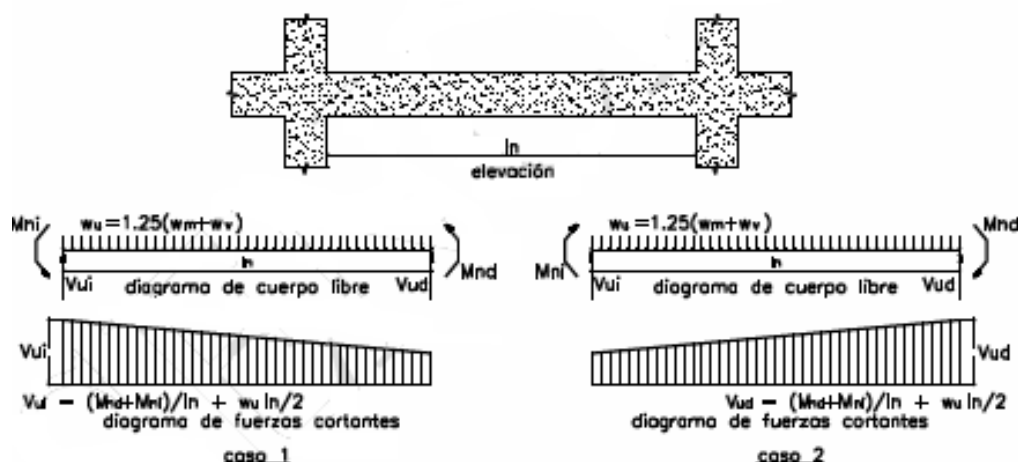


Figura 23. Fuerza cortante para diseño por capacidad en vigas

Nota. Tomado de “Norma E.060 Diseño en Concreto Armado”, 2009

## Ejemplos de diseño de vigas peraltadas

### Diseño por flexión

A continuación, se mostrará una tabla resumen con los cálculos necesarios para hallar el acero mínimo:

Tabla 27

Cálculo acero mínimo de viga.

Eje de viga	$f_c$ ( $kg/cm^2$ )	$f_y$ ( $kg/cm^2$ )	$b_w$ ( $cm$ )	$d$ ( $cm$ )	$A_{smin}$ ( $cm^2$ )
6	210	4200	25	44	2.66

Nota. Elaboración propia

A continuación, se mostrará una tabla resumen con los cálculos necesarios para hallar el acero máximo:

Tabla 28

Cálculo acero máximo de viga.

Eje de viga	$f_c$ ( $kg/cm^2$ )	$f_y$ ( $kg/cm^2$ )	$b_w$ ( $cm$ )	$d$ ( $cm$ )	$As_{máx}$ ( $cm^2$ )
6	210	4200	25	44	17.52

Nota. Elaboración propia

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cálculos para el diseño por flexión para la viga del eje 6:

Tabla 29

Cálculos para el diseño por flexión de la viga del eje 6.

Tramo	$M_u$ ( $tn * m$ )	$a$ ( $cm$ )	$As$ necesario ( $cm^2$ )	Acero propuesto	$As$ colocado ( $cm^2$ )	$\Phi M_n$ ( $tn * m$ )
1	0.00	0.00	2.66	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	0.00	0.00	2.66	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	-4.79	2.80	2.97	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	4.50	2.62	2.79	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
2	-7.23	4.30	4.57	2 $\Phi$ 5/8"+1 $\Phi$ 1/2"	5.29	9.34
	6.47	3.83	4.07	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	-6.85	4.06	4.32	2 $\Phi$ 5/8"+1 $\Phi$ 1/2"	5.29	9.34
	6.26	3.70	3.93	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
3	-6.71	3.98	4.23	2 $\Phi$ 5/8"+1 $\Phi$ 1/2"	5.29	9.34
	6.32	3.73	3.97	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	-7.47	4.45	4.73	2 $\Phi$ 5/8"+1 $\Phi$ 1/2"	5.29	9.34
	6.53	3.86	4.11	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
4	-4.42	2.58	2.74	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	4.28	2.49	2.65	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	0.00	0.00	2.66	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37
	0.00	0.00	2.66	2 $\Phi$ 5/8"	4	6.37

Nota. Elaboración propia

El diseño por flexión es satisfactorio, pues se cumple en todos los casos la ecuación 5. La distribución de acero consiste en dos corridos de 5/8” en las dos caras de la viga con bastones negativos de 1/2” en los ejes B y D.

### Diseño por corte

El aporte del concreto de la viga del eje 6 de acuerdo a la ecuación (12) es el siguiente:

Tabla 30

Cálculos de  $V_c$  para la viga del eje 6.

Viga	$f_c$ ( $kg/cm^2$ )	$b_w$ ( $cm$ )	$d$ ( $cm$ )	$\Phi V_c$ ( $tn$ )
Eje 6	210	25	44	7.18

Nota. Elaboración propia

Al comparar el aporte del concreto con los valores de fuerza cortante (figura 22), debido a los cálculos del análisis estructural, se tiene que los últimos son menores, pero la norma limita el espaciamiento máximo que deben tener el refuerzo perpendicular; donde  $V_u$  sea menor a  $0.5 * \Phi V_c$  el espaciamiento es de montaje y; donde sea mayor a  $0.5 * \Phi V_c$  el espaciamiento será el menor valor de las siguientes ecuaciones:

- $S_{max} = (A_v * f_y) / (0.2 * \sqrt{f'_c} * b_w)$  (13)

- $S_{max} = (A_v * f_y) / (3.5 * b_w)$  (14)

Donde,  $s$  = *espaciamiento entre estribos*

$A_v$  = *area total de cada estribo que cruza la grieta*

Los espaciamientos máximos dados por las ecuaciones 13 y 14 son 82.31cm y 68.19 cm respectivamente; para una distribución más precisa se procederá al diseño por capacidad.



### Diseño por capacidad

Para el diseño por capacidad se procede a hallar las fuerzas de cortante de diseño de acuerdo al menor valor de las dos condiciones previamente mencionadas; para la primera condición se tiene las siguientes fórmulas para los valores de cortante para cada tramo:

- $V_{ui} = (Mn^+d + Mn^-i)/Ln + wu * ln/2$
- $V_{ud} = (Mn^-d + Mn^+i)/Ln + wu * ln/2$

Donde,  $Mn$  = *Momento nominal de acero colocado*

$Ln$  = *luz libre*

$wu$  = *Carga distribuida por cargas de gravedad amplificadas*

Luego, la cortantes de diseño para cada tramo de acuerdo a la segunda condición, mencionada previamente, provienen del análisis estructural, donde para cada combinación de cada que incluya la fuerza de sismo se la amplificará a esta por 2.5. Además, se tomarán los valores de  $Mn$  hallados en la tabla 32. A continuación, se mostrará una tabla con los cálculos necesarios para hallar las cortantes de diseño para cada tramo:

Tabla 31

Cálculos de  $V_c$  para la viga del eje 6.

Tramo	$Wm$ ( <i>tn</i> /m)	$V_u$ ( <i>tn</i> )	$Ln$ ( <i>m</i> )	$Wu$ ( <i>tn</i> /m)	$V_{ui}$ ( <i>tn</i> )	$V_{ud}$ ( <i>tn</i> )	$V_u$ inciso a ( <i>tn</i> )	$V_u$ inciso b ( <i>tn</i> )	$V_u$ Diseño ( <i>tn</i> )
1	0.85	-2.40 2.48	3.28	1.06	4.31 -	- 4.31	6.06 4.31	-23.18 23.13	6.06 4.31
2	0.30	-5.50 5.39	3.10	0.38	4.57 -	- 5.26	5.15 5.26	-16.62 15.74	5.50 5.39
3	0.30	-5.32 5.65	3.10	0.38	5.26 -	- 4.57	5.84 4.57	-15.72 9.02	5.84 5.65
4	0.85	-2.36 2.32	3.28	1.06	4.31 -	- 4.31	6.06 4.31	6.88 9.67	6.06 4.31

Nota. Elaboración propia

De acuerdo a los resultados de la tabla anterior, se afirma que  $\Phi V_c > V_u$  en todas las secciones de la viga. La distribución de refuerzo perpendicular a lo largo de la viga será de acuerdo a lo propuesto en 21.4.4.4 de la norma de Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006). El espaciamiento del refuerzo vertical en la zona de confinamiento (2 veces la altura de la viga) no debe exceder al menor de los siguientes 4 valores:  $d/4$ , 10 veces el diámetro de la barra longitudinal, 24 veces el diámetro de la barra de refuerzo perpendicular o 30 cm. Para el resto de la viga (fuera de la zona de confinamiento) el espaciamiento es de  $d/2$  (22 cm). En la tabla 35 se muestran los resultados de los cálculos para del espaciamiento en la zona de confinamiento.

Tabla 32

*Cálculos de espaciamiento en la zona de confinamiento.*

Espaciamiento	$d/4$ (cm)	10dbl (cm)	24dbc (cm)	30 cm (cm)
s	10	15.88	22.86	30

Nota. Elaboración propia

La distribución de refuerzo perpendicular de estribos  $\Phi 3/8$ " desde la cara de los elementos de apoyo es la siguiente: 1 a 5 cm, 8 a 10cm y el resto a 20 cm.

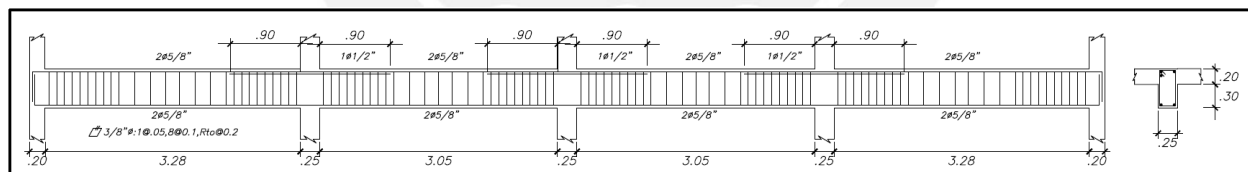


Figura 24. Diseño de viga eje 6. Longitudes en metros.

Nota. *Elaboración propia.*

## Capítulo 7

### Diseño de columnas

Las columnas actúan por flexo compresión y por fuerza cortante. Para el análisis estructural se deben considerar las cargas de gravedad y los efectos de sísmicos. En todas las columnas predomina la acción de las cargas de gravedad, ya que la estructura tiene un sistema de muros de estructurales; como consecuencia, las acciones sísmicas son distribuidas mayormente en los muros. A manera de ejemplo, se realizará el diseño de la columna C9 (eje 6-C).

#### Metrado de cargas

En el Metrado de cargas de la columna C9 se consideró acción de las losas, los tabiques, los acabados, la sobrecarga, las vigas y el peso propio de esta. Esta soporta cargas de peso propio; peso muerto de vigas y aligerado; piso terminado y sobrecarga. El peso por volumen de concreto armado es de  $2.4 \text{ tn/m}^3$ ; las losas aligeradas tienen un peso por área de  $0.3 \text{ tn/m}^2$ ; el piso terminado tiene un peso por área de  $0.1 \text{ tn/m}^2$ ; los tabiques tienen un peso por área distribuido en las losas donde se requiera de  $0.1 \text{ tn/m}^2$ ; por último, la sobrecarga tiene un valor de  $0.2 \text{ tonf/m}^2$  para los pisos típicos y de  $0.1 \text{ tn/m}^2$  en la azotea. En la tabla 36, se presentan las dimensiones y cargas de los elementos descritos para el metrado de cargas de esta columna.

Tabla 33

Metrado de cargas de columna C9 (Eje 6-C) de un piso típico.

Piso típico	Área tributaria ( $m^2$ )	Longitud ( $m$ )	Carga tabiques ( $tn/m$ )	Área columna ( $m^2$ )	Peso ( $tn$ )
Losa aligerada	13.28	-	-	-	3.98
Tabiquería	13.28	-	-	-	1.33
Piso terminado	13.28	-	-	-	1.33
Sobrecarga	13.28	-	-	-	0.66
Viga y 1	-	2.06	0.54	-	0.39
Viga y 2	-	1.84	0.54	-	0.49
Viga x 1	-	1.53	0.50	-	0.51
Viga x 2	-	1.53	0.50	-	0.69
Peso propio ml	-	-	-	0.18	1.73
Total	-	-	-	-	11.89

Nota. Elaboración propia

### Procedimiento de diseño

#### Diseño por flexo compresión

Para este diseño la norma indica que la cuantía de refuerzo longitudinal de ser mayor a 1% y menor a 6%.

Para verificar que el diseño de refuerzo longitudinal sea correcto, las solicitaciones de carga últimas deben estar dentro de los límites del diagrama de interacción. El diagrama de interacción se calcula con herramientas informáticas de diseño estructural.

#### Diseño por cortante

Para elementos en los que la carga axial es considerable, la resistencia del concreto está fijada por:

$$\bullet \quad \phi V_c = 0.85 * 0.53 * f'c^{0.5} * b * d * \left(1 + Nu \frac{1}{140 * Ag}\right) \quad (13)$$

La fuerza cortante de diseño indicada en la norma E-060 no debe ser menor que el mejor valor hallado de acuerdo a lo siguiente:

- La suma de las fuerzas cortantes asociadas a los momentos nominales en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
- El cortante máximo obtenido con las combinaciones de carga mencionadas con el factor de amplificación del sismo igual a 2.5.

En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento  $S_o$  por una longitud  $L_o$  medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" y de 1/2" para barras de mayor diámetro.

Para el espaciamiento  $S_o$ , se elige la menor dimensión:

- Dieciséis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión transversal de la columna.
- Diez centímetros.

Para la longitud  $L_o$ , se elige la mayor dimensión:

- La sexta parte de la longitud libre.
- Mayor dimensión transversal de la columna.
- Cincuenta centímetros.

En la zona fuera del confinamiento para el espaciamiento de estribos se toma el menor valor de los siguientes:

- La mitad del peralte efectivo.
- Dieciséis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo.

- Treinta centímetros.

## Ejemplos de diseño de columnas

### Diseño por flexo compresión

En la siguiente tabla se presenta las cargas que actúan en la base de la columna C9:

Tabla 34

Cargas en la base de la columna C9.

Caso de carga	Carga axial ( <i>tn</i> )	Cortante y ( <i>tn</i> )	Cortante x ( <i>tn</i> )	Momento y ( <i>tn * m</i> )	Momento x ( <i>tn * m</i> )
Carga muerta	103.23	0.31	0.01	0.02	0.22
Carga viva	20.90	0.08	0.00	0.01	0.07
Sismo					
dinámico x	3.10	0.46	1.10	2.10	1.46
Sismo					
dinámico y	11.84	1.24	0.28	0.54	3.83

Nota. Elaboración propia

En la tabla 37 se presenta la combinación de carga indicados en el capítulo 2.

Tabla 35.

*Combinación de cargas en la base de la columna C9.*

Caso de carga	Carga axial ( <i>tn</i> )	Cortante y ( <i>tn</i> )	Cortante x ( <i>tn</i> )	Momento y ( <i>tn * m</i> )	Momento x ( <i>tn * m</i> )
1.4cm+1.7cv	180.05	-0.57	-0.02	-0.04	-0.42
0.9cm+sx	96.01	0.18	1.09	2.08	1.27
0.9cm-sx	89.80	-0.74	-1.10	-2.12	-1.66
0.9cm+sy	104.75	0.96	0.27	0.52	3.63
0.9cm-spy	81.07	-1.52	-0.29	-0.56	-4.03
1.25(cm+cv)+sx	158.26	-0.03	1.08	2.07	1.11
1.25(cm+cv)-sx	152.05	-0.95	-1.11	-2.13	-1.82
1.25(cm+cv)+sy	167.00	0.75	0.27	0.51	3.47
1.25(cm+cv)-sy	143.32	-1.73	-0.30	-0.57	-4.19

Nota. Elaboración propia

La distribución de acero propuesta para la columna en cuestión es de 8  $\varnothing$  3/4". La cuantía correspondiente es de 1.3%, la cual está dentro de parámetros que indica la norma. En las siguientes figuras se muestra el diagrama de interacción de la columna C9 con los puntos notables de las combinaciones descritos en la tabla 36.

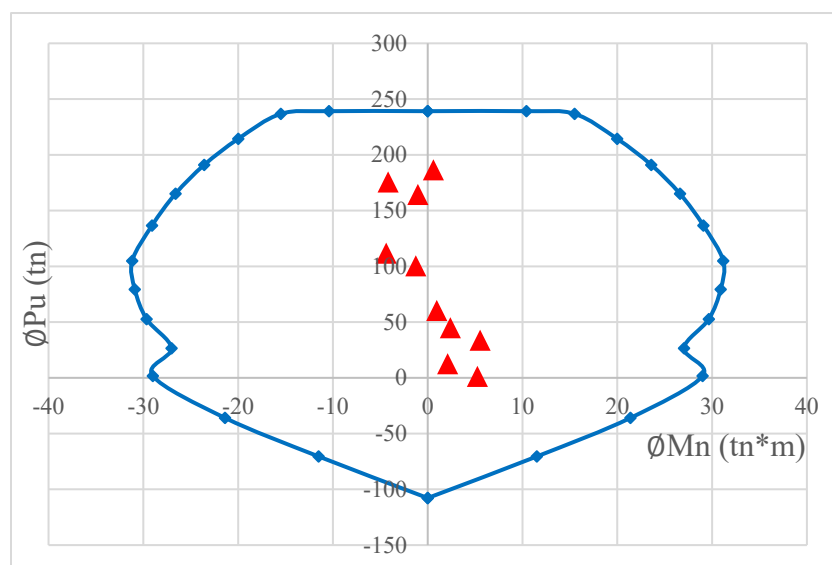


Figura 25. Diagrama de interacción P-Mx

Nota. *Elaboración propia*

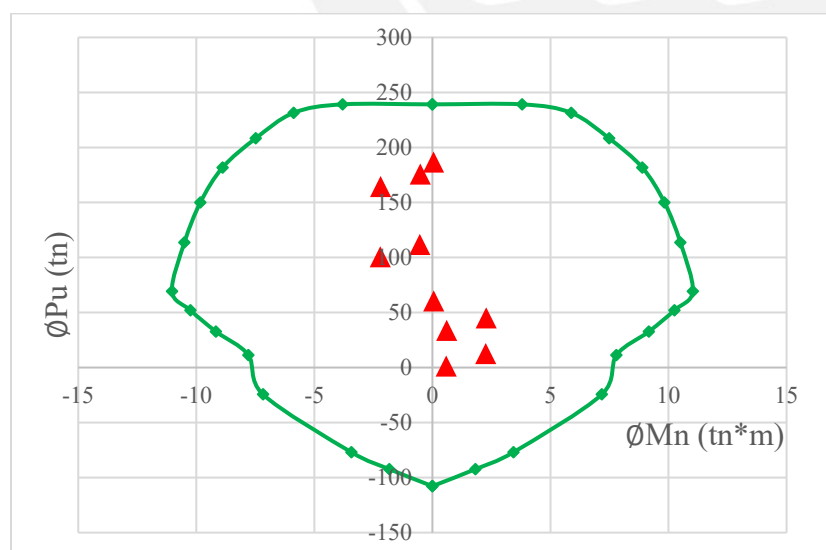


Figura 26. Diagrama de interacción P-My

Nota. *Elaboración propia*

### Diseño por cortante

Tabla 36

Combinaciones de cargas para diseño por capacidad asociado al desarrollo de momentos nominales (Mn) de acuerdo a la distribución de acero en la columna C9.

Caso de carga	Pu (tn)	Mn X (tn * m)	Mn Y (tn * m)	Vu X (tn)	Vu Y (tn)
1.4cm+1.7cv	180.05	14.68	42.54	13.05	37.82
0.9cm+spx	96.01	15.62	43.33	13.88	38.51
0.9cm+spx	89.80	15.34	43.04	13.63	38.26
0.9cm+spy	104.75	15.69	43.74	13.95	38.88
0.9cm+spy	81.07	14.94	42.63	13.28	37.89
1.25(cm+cv)+spx	158.26	15.05	43.98	13.38	39.10
1.25(cm+cv)+spx	152.05	15.13	44.39	13.45	39.46
1.25(cm+cv)+spy	167.00	14.92	43.41	13.26	38.58
1.25(cm+cv)+spy	143.32	15.23	44.46	13.54	39.52

Nota. Elaboración propia

Tabla 37

Combinaciones de cargas con un factor de amplificación de sismo de 2.5 en la base de C9.

Caso de carga	Pu (tn)	Vu y (tn)	Vu x (tn)
0.9cm+2.5spx	100.67	0.87	2.73
0.9cm-2.5spx	85.15	-1.43	-2.75
0.9cm+2.5spy	122.51	2.81	0.70
0.9cm-2.5spy	63.31	-3.37	-0.71
1.25(cm+cv)+2.5spx	162.92	0.66	2.72
1.25(cm+cv)-2.5spx	147.40	-1.64	-2.76
1.25(cm+cv)+2.5spy	184.76	2.60	0.69
1.25(cm+cv)-2.5spy	125.56	-3.58	-0.72
0.9cm+2.5spx	100.67	0.87	2.73

Nota. Elaboración propia



De la ecuación (13), se tiene que  $\phi V_c = 5.31 \text{ tn}$ . Luego, de las tablas anteriores se tiene que  $V_u = 3.58 \text{ tn}$ . Se observa que el cortante último es menor al resistente por la columna, por lo que se procederá a usar los espaciamientos propuestos por la norma E.060 Concreto Armado.

Para finalizar el diseño por cortante, de acuerdo al capítulo 21 Disposiciones especiales para el diseño sísmico de la norma E.060 Concreto Armado la distribución de estribos es de  $3/8''$   $\phi:1@.05 \text{ m}$ ,  $7@0.10 \text{ m}$ ,  $Rto@0.20 \text{ m}$ . Siendo esta distribución conservadora y la cual es apropiada.

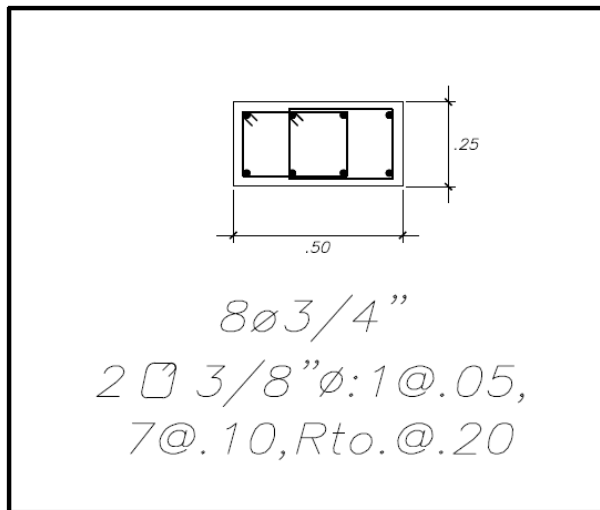


Figura 27. Distribución de acero en columna C9

Nota. *Elaboración propia.* Dimensiones en metros.

## Capítulo 8

### Diseño de placas

Los muros o placas actúan por flexo compresión y por fuerza cortante. Para el análisis estructural se deben considerar las cargas de gravedad y los efectos de sismo. A manera de ejemplo, se realizará el diseño de la placa PL-04 (entre los ejes B-D y entre ejes 2-3).

#### Análisis estructural y metrado de cargas

En el Metrado de cargas de la placa PL-04 se consideró acción de las losas, los tabiques, los acabados, la sobrecarga, las vigas y el peso propio de esta. Esta soporta cargas de peso propio; peso muerto de vigas y aligerado; piso terminado y sobrecarga. El peso por volumen de concreto armado es de  $2.40 \text{ tn/m}^3$  ; las losas aligeradas tienen un peso por área de  $0.30 \text{ tn/m}^2$  ; el piso terminado tiene un peso por área de  $0.10 \text{ tn/m}^2$ ; los tabiques tienen un peso por área distribuido en las losas donde se requiera de  $0.10 \text{ tn/m}^2$ ; por último, la sobrecarga tiene un valor de  $0.20 \text{ tn/m}^2$  para los pisos típicos y de  $0.10 \text{ tn/m}^2$  en la azotea. En la tabla 40, se presentan las dimensiones y cargas de los elementos descritos para el metrado de cargas de este muro estructural.

Tabla 38

Metrado de cargas de placa PL-04 (entre ejes B-D y 2-3) de un piso típico.

Piso típico	Área tributaria ( $m^2$ )	Longitud ( $m$ )	Carga tabiques ( $tn/m$ )	Área placa ( $m^2$ )	Peso ( $tn$ )
Losa aligerada	15.37	-	-	-	4.61
Losa maciza	15.00	-	-	-	7.20
Tabiquería	25.49	-	-	-	2.55
Piso terminado	30.37	-	-	-	3.04
Sobrecarga	30.37	-	-	-	1.52
Viga y-1	-	1.15	0.25	-	0.32
Viga y-2	-	2.35	0	-	0.35
Viga y-3	-	5.23	0.25	-	1.44
Viga y-4	-	4.15	0.25	-	1.14
Viga y-5	-	5.23	0.25	-	1.44
Viga x-1	-	4.53	0.25	-	1.56
Viga x-2	-	4.15	0.54	-	1.74
Viga x-3	-	0.95	0	-	0.14
Viga x-4	-	2.35	0.25	-	0.65
Viga x-5	-	4.53	0	-	0.85
Viga x-6	-	6.1	0.25	-	2.10
Peso propio ml	-	-	-	1.3354	12.82
Total 1er piso	-	-	-	-	43.46
Total piso típico	-	-	-	-	39.45
Total 7mo piso	-	-	-	-	23.66
Total 7 pisos	-	-	-	-	264.37

Nota. Elaboración propia

Luego del análisis estructural, en la siguiente tabla se presenta las cargas que actúan en la base de la placa PL-04:

Tabla 39

*Cargas en la base de la placa PL-04.*

Caso de carga	Carga axial ( <i>tn</i> )	Cortante y ( <i>tn</i> )	Cortante x ( <i>tn</i> )	Momento y ( <i>tn * m</i> )	Momento x ( <i>tn * m</i> )
Carga muerta	265.70	0.17	0.23	10.14	32.89
Carga viva	57.21	0.06	0.14	-0.42	4.58
Sismo dinámico x	13.46	22.67	100.01	661.85	276.64
Sismo dinámico y	57.36	94.58	35.82	324.02	719.80

Nota. Se presenta los casos de carga indicados en el capítulo 2. Elaboración propia.

Tabla 40

*Combinación de cargas en la base de la placa PL-04.*

Caso de carga	Carga axial ( <i>tn</i> )	Cortante y ( <i>tn</i> )	Cortante x ( <i>tn</i> )	Momento y ( <i>tn * m</i> )	Momento x ( <i>tn * m</i> )
1.4cm+1.7cv	469.24	0.34	0.56	13.48	53.83
0.9cm+sx	252.59	22.82	100.22	670.98	306.24
0.9cm-sx	225.67	-22.52	-99.80	-652.72	-247.04
0.9cm+sy	296.49	94.73	36.03	333.15	749.40
0.9cm-spy	181.77	-94.43	-35.61	-314.89	-690.20
1.25(cm+cv)+sx	417.10	22.96	100.47	674.00	323.48
1.25(cm+cv)-sx	390.18	-22.38	-99.55	-649.70	-229.80
1.25(cm+cv)+sy	461.00	94.87	36.28	336.17	766.64
1.25(cm+cv)-sy	346.28	-94.29	-35.36	-311.87	-672.96

Nota. Se presenta la combinación de carga indicados en el capítulo 2. Elaboración propia

## Procedimiento de Diseño

### Diseño por flexo compresión

Para verificar que el diseño de refuerzo longitudinal sea correcto, las solicitaciones de carga últimas deben estar dentro de los límites del diagrama de interacción. El diagrama de interacción se calcula con herramientas informáticas de diseño estructural.

### Diseño por cortante

El diseño por cortante debe satisfacer las siguientes ecuaciones:

- $\phi V_n \geq V_u$  (13) y,  $V_n = V_c + V_s$  (14)

Donde la cortante de diseño ( $V_u$ ) exceda la resistencia al corte del concreto ( $\phi V_c$ ), se le debe proveer de refuerzo por corte ( $V_s$ ). A continuación, se mencionarán los procedimientos para hallar los valores previamente mencionados:

El cortante de diseño ( $V_u$ ) de acuerdo a las disposiciones especiales para el diseño sísmico de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada mediante:

- $V_u = V_{ua} * M_n / M_{ua}$  (15)

Donde,  $V_{ua}$  = Cortante amplificado proveniente del análisis

$M_{ua}$  = Momento flector amplificado proveniente del análisis

$M_n$  = *Momento nominal resistente del muro*

De acuerdo a la norma E.60 Concreto armado se tiene que verificar que la resistencia nominal al corte del muro ( $V_n$ ) tiene que ser menor a  $2.6 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$ , donde  $A_{cw}$  es el área de la sección transversal en análisis. Además, dicha norma nos establece que el valor límite de la resistencia a corte del concreto ( $V_c$ ) de la sección en análisis es  $A_{cw} * \alpha_c * \sqrt{f'c}$ , donde  $\alpha_c$  es un coeficiente que depende de la relación altura total del muro y la longitud total.

El cálculo de la resistencia del concreto ( $V_c$ ) viene dado por la siguiente formula:

- $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * bw * d \quad (16)$

Donde,  $Nu = \text{Compresión axial}$

$Ag = \text{Area sección transversal en analisis}$

El cálculo de cuantía del refuerzo horizontal y vertical depende de si el valor de  $V_u$  es menor o mayor a  $0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ; en caso que sea menor, la cuantía mínima horizontal y vertical tienen los valores respectivos de 0.0020 y 0.0015; en caso que sea mayor, esta cuantía horizontal se calcula por medio de la siguiente expresión:

- $V_s = Acw * ph * Fy \quad (17)$

Esta cuantía horizontal no debe ser menor a 0.0025 y su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 0.40 m.

### **Elementos de borde**

La necesidad de utilizar elementos confinados en los bordes viene dado a las siguientes condiciones:

- $c > lm / (600 * \delta u / hm) \quad (18)$

Donde,  $c = \text{Profundidad eje neutro}$

$lm = \text{Longitud del muro en el plano horizontal}$

$\delta u = \text{Desplazamiento lateral inelastico por sismo de diseño en el nivel mas alto}$

$hm = \text{Áltura del muro}$

- $\sigma_{cm} > 0.2 * f'c \quad (19)$

Donde,  $\sigma_{cm} = \text{Esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema}$

$f'c = \text{Resistencia a compresión del concreto}$

Los elementos confinados de borde deben extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia de acuerdo al mayor de  $l_m$  y  $M_u/4 * V_u$

Los elementos confinados de borde deben extenderse horizontalmente desde la fibra extrema de compresión al mayor valor entre  $(c - 0.1 * l_m)$ ,  $c/2$  y 0.30 m.

## Ejemplos de diseño de placas

### Diseño por flexo compresión

La distribución de acero propuesta para la placa es de  $\varnothing 5/4''$  en los núcleos de confinamiento y de  $\varnothing 1/2''$  en el resto. Para tener una mejor apreciación de la distribución de acero, se mostrará a continuación. Además, en las siguientes figuras se muestra el diagrama de interacción de la placa PL-04 con los puntos notables de las combinaciones descritos en la tabla 38.

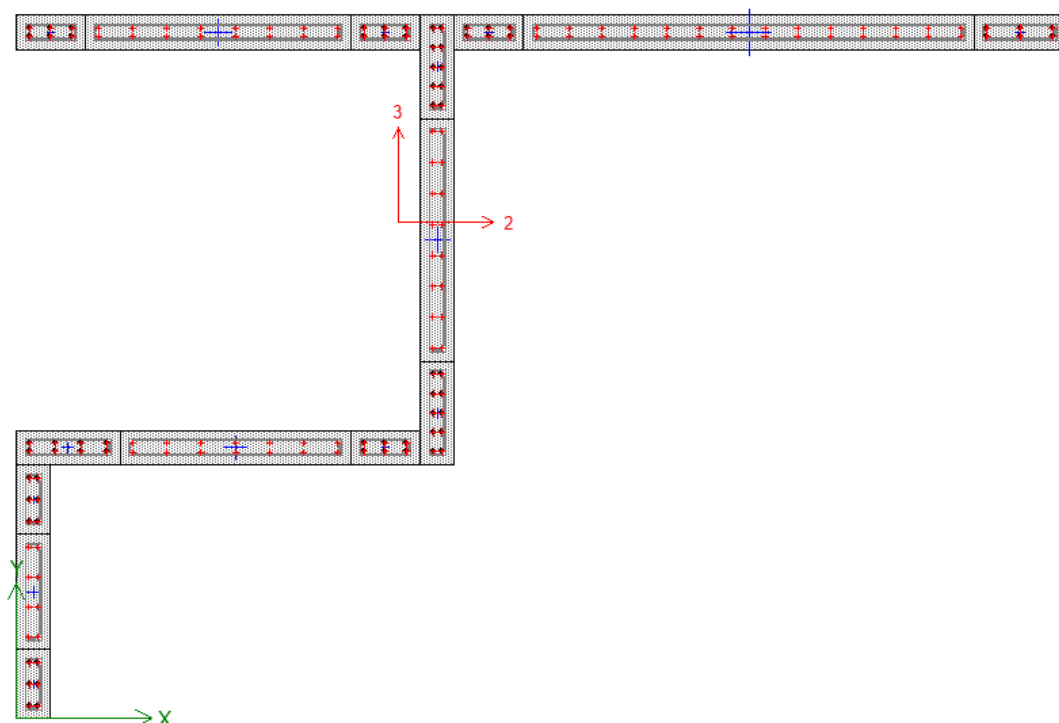


Figura 28. Distribución de acero en placa PL-04.

Nota. Imagen elaborada en la aplicación Section Designer de ETABS.

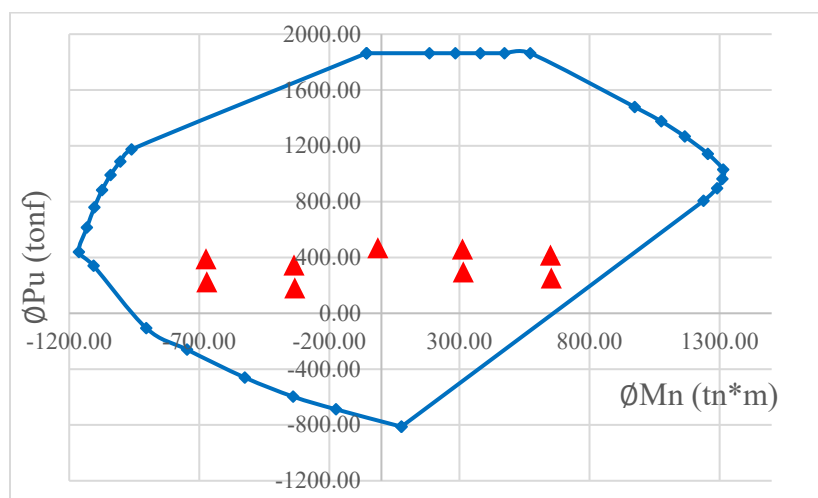


Figura 29. Diagrama de interacción P-Mx

Nota. *Elaboración propia*

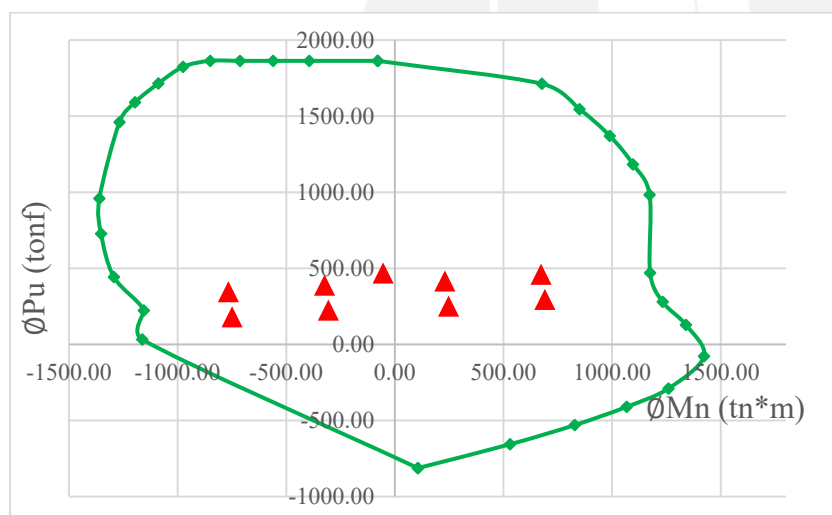


Figura 30. Diagrama de interacción P-My

Nota. *Elaboración propia*

De acuerdo a las figuras 29 y 30, se puede observar que los puntos obtenidos de las combinaciones de carga (tabla 42) se encuentran dentro del diagrama de interacción para la distribución de acero de la placa PL-04 (figura 28). Por lo anterior, el diseño por flexo compresión es correcto.



### Diseño por cortante

Primero, calcularemos el aporte del concreto de acuerdo a la ecuación (16). El valor de  $N_u$  es la suma de la carga muerta más la carga viva y estos valores los tomaremos de la tabla 41. A continuación se presentarán los cálculos:

$$\bullet \quad V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{322.91 * 1000}{140 * 13554}\right) * 13554 = 121.82 \text{ tn}$$

Este valor de  $V_c$  no debe exceder de  $13554 * 0.53 * \sqrt{210}/1000 = 104.10 \text{ tn}$ ; el

coeficiente  $\alpha_c$  es de 0.53, pues  $h_m/l_m$  es de  $\frac{20.5}{2.88} = 7.12$  y este es mayor a 2. Se utilizará el valor de 104.10 tn como aporte de concreto, debido a que el valor de  $V_c$  de la ecuación (16) excede al límite. A continuación, se presentará una tabla con los valores necesarios para hallar el cortante de diseño:

Tabla 41

Cálculo de cortante último en el eje X.

Combinaciones	$P_u$ ( <i>tn</i> )	$V_{ua} \text{ X}$ ( <i>tn</i> )	$M_{n} \text{ Y}$ ( <i>tn * m</i> )	$M_{ua} \text{ Y}$ ( <i>tn * m</i> )	$M_{n} \text{ Y/}$ $M_{ua} \text{ Y}$	$V_{u} \text{ X}$ ( <i>tn</i> )
0.9cm+spx	252.59	22.52	1727.26	247.04	-6.99	135.14
0.9cm-spx	225.67	-22.83	1721.11	-306.23	5.62	128.28
0.9cm+spy	296.49	94.43	1737.29	690.20	-2.52	237.68
0.9cm-spy	181.77	-94.73	1711.08	-749.40	2.28	216.29
1.25(cm+cv)+spx	417.10	22.39	1755.46	229.81	-7.64	134.35
1.25(cm+cv)-spx	390.18	-22.96	1758.70	-323.46	5.44	124.81
1.25(cm+cv)+spy	461.01	94.30	1742.14	672.98	-2.59	244.11
1.25(cm+cv)-spy	346.28	-94.86	1748.67	-766.63	2.28	216.37

Nota. Elaboración propia

Tabla 42

Cálculo de cortante último en el eje Y.

Combinaciones	Pu ( <i>tn</i> )	Vua Y ( <i>tn</i> )	Mn X ( <i>tn * m</i> )	Mua X ( <i>tn * m</i> )	Mn X/ Mua X	Vu Y ( <i>tn</i> )
0.9cm+spx	252.59	99.80	1032.31	652.73	-1.58	157.83
0.9cm-spx	225.67	-100.22	1010.25	-670.97	1.51	150.89
0.9cm+spy	296.49	35.61	1068.29	314.90	-3.39	120.81
0.9cm-spy	181.77	-36.03	974.27	-333.15	2.92	105.37
1.25(cm+cv)+spx	417.10	99.54	1167.14	649.70	-1.80	178.81
1.25(cm+cv)-spx	390.18	-100.48	1145.08	-674.00	1.70	170.70
1.25(cm+cv)+spy	461.01	94.30	1742.14	672.98	-2.59	244.11
1.25(cm+cv)-spy	346.28	-94.86	1748.67	-766.63	2.28	216.37

Nota. Elaboración propia

Los valores de cortante de diseño (Vu) para ambos ejes X e Y son 244.11 tn y 178.81 tn respectivamente. Para evaluar si se puede colocar el refuerzo horizontal mínimo se verificará si el valor de Vu es menor a  $0.27 * \sqrt{210} * \frac{13554}{1000} = 53.03 \text{ tn}$ ; puesto que el valor de Vu en ambos sentidos es mayor que el valor previamente calculado, se procederá a calcular el valor de Vs para ambos sentidos:

- $V_{sx} = \frac{244.11}{0.85} - 104.10 = 183.09 \text{ tn}$
- $V_{sy} = \frac{178.81}{0.85} - 104.10 = 106.26 \text{ tn}$

La cuantía horizontal en ambos sentidos se calculará con la ecuación (17) y a continuación se mostrará los cálculos:

- $\rho_{hx} = \frac{183.09 * 1000}{4200 * 13554} = 0.0032$
- $\rho_{hy} = \frac{106.26 * 1000}{4200 * 13554} = 0.0019$

Para calcular la cantidad de acero de refuerzo necesario se utilizará el valor de la cuantía en el eje X por ser la más crítica. El acero necesario por cara para un metro de altura es de:

- $A_s = \frac{0.0032 \cdot 15 \cdot 100}{2} = 2.41 \text{ cm}^2$

Por último, se utilizarán estribos de  $\emptyset 3/8''$  de diámetro y el espaciamiento viene dado por:

- $s = \frac{0.71}{2.41} = 30 \text{ cm}$

Por lo que el refuerzo horizontal por corte por lado es de  $\emptyset 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$

### Elementos de borde

Para ver la necesidad de usar confinamientos en los bordes se tiene que cumplir las ecuaciones (18) y (19). A continuación, se mostrarán los cálculos de los límites de las ecuaciones previamente mencionadas:

- $c > \frac{455}{600 \cdot 0.005} = 151.67 \text{ cm}$ , para el eje X
- $c > \frac{288}{600 \cdot 0.005} = 96 \text{ cm}$ , para el eje Y
- $\sigma_{cm} > 0.2 \cdot f'_c = 420 \text{ tn/m}^2$

De acuerdo a la segunda condición se debe confinar en los 4 sentidos.

Por la complejidad de la sección de la placa PL-04, el valor del eje neutro se hallará mediante la aplicación Section Designer del Sap2000. Esta tiene un módulo que nos da la curva del momento de curvatura, en el ingresamos el valor de deformación del concreto máxima ( $\epsilon_c = 0.003$ ), el valor de  $P_u$  (relacionado al momento máximo en el sentido requerido), el ángulo del eje neutro (especifica la orientación medido contrarreloj desde el negativo del eje local 3) y nos muestra una gráfica de esfuerzos de la sección del cual obtendremos el valor de la deformación del acero ( $\epsilon_s$ ). Mediante una relación de triángulos con los datos obtenidos se calcula el valor de

c para cada orientación del eje neutro. En la figura 29 se muestran los ejes locales 2 y 3 de los cuales nos guiaremos para hallar el ángulo de orientación del eje neutro.

A continuación, se mostrará una tabla con las fuerzas axiales relacionados a los momentos máximos y mínimos con su respectiva orientación obtenidos de las combinaciones de carga:

Tabla 43

Valores necesarios para calcular la longitud del eje neutro en los 4 sentidos.

	$P_u$ (tn)	Ángulo(°)
Máximo momento en X	-296.49	0°
Mínimo momento en X	-346.28	180°
Máximo momento en Y	-252.59	270°
Mínimo momento en Y	-390.18	90°

Nota. Los valores de  $P_u$  están relacionados a los momentos máximos y mínimos en X e Y.

*Elaboración propia*

A manera de ejemplo, se mostrará los gráficos del cálculo del eje neutro para el momento mínimo Y (-M2), al cual le corresponde un ángulo de 90°:

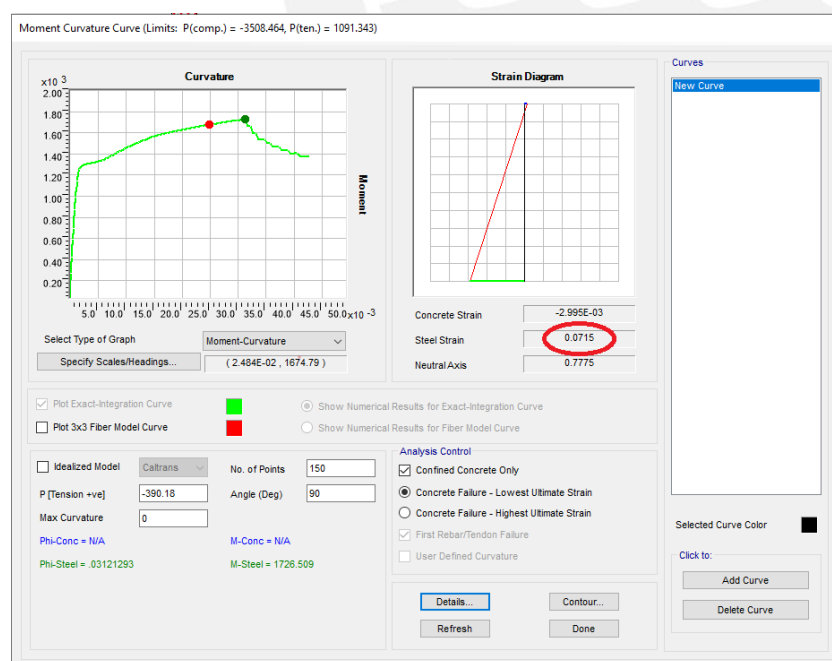


Figura 31. Diagrama de deformaciones en la sección

Nota. Tomado de la aplicación Section Designer del Sap2000.

Como se puede observar de la figura 32 el valor de la deformación del acero es de 0.0715.

A continuación, se mostrará la imagen con la orientación del eje neutro y después la ecuación para calcular el valor de  $c$ :

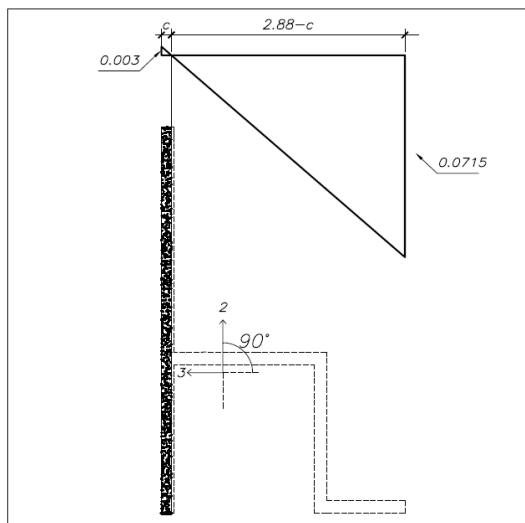


Figura 32. Diagrama de deformaciones de placa PL-04

Nota. Tomado de la aplicación Section Designer del Sap2000.

$$c = \frac{0.003 \cdot 2.88 \cdot 100}{0.003 + 0.0715} = 11.60 \text{ cm}$$

Para finalizar, la longitud de confinamiento debe ser la mayor entre los siguientes valores:  $(c - 0.1 \cdot l_m)$ ,  $c/2$  y 30 cm; de estos valores, se tomará el de 30 cm. A continuación, se mostrará una tabla con el resumen de los valores de  $c$  para los 4 sentidos:

Tabla 44

Cálculo de la longitud de confinamiento en los 4 sentidos.

Ángulo (°)	Pu (tn)	es	C (cm)	Leb (cm)
0.00	-296.49	0.0021	265.76	220.00
90.00	-390.18	0.0715	11.60	30.00
180.00	-346.28	0.0128	86.38	45.00
270.00	-252.59	0.0033	137.87	110.00

Nota. Elaboración propia



Figura 33. Distribución acero PL-04

Nota. *Elaboración propia. Dimensiones en metros.*

## Capítulo 9

### Diseño de cimentaciones

#### Características del suelo de cimentación

- El suelo es una arcilla limosa y en el nivel de cimentación hay suelo granular con arena mal graduado.
- El nivel de cimentación es de 1.5 m
- La carga admisible del suelo de fundación es de  $20 \text{ tn/m}^2$
- Para el análisis sísmico le corresponde suelo tipo S2.

#### Modelo estructural y análisis estructural

El análisis estructural se realizó en el programa SAFE 2016. Los cimientos actúan por flexión y corte. Para el análisis estructural se deben considerar las cargas de gravedad y los efectos de sismo. El peralte de los cimientos superficiales es de 0.60 m y 0.65 m, las dimensiones de las vigas de cimentación son 0.25x0.80 m y 0.30x0.90 m. A manera de ejemplo se realizará el diseño de la zapata aislada ubicada en los ejes 6-C y la zapata conectada ubicada en los ejes 1-B. A continuación, se mostrarán los modelos estructurales analizados en el programa SAFE 2016:

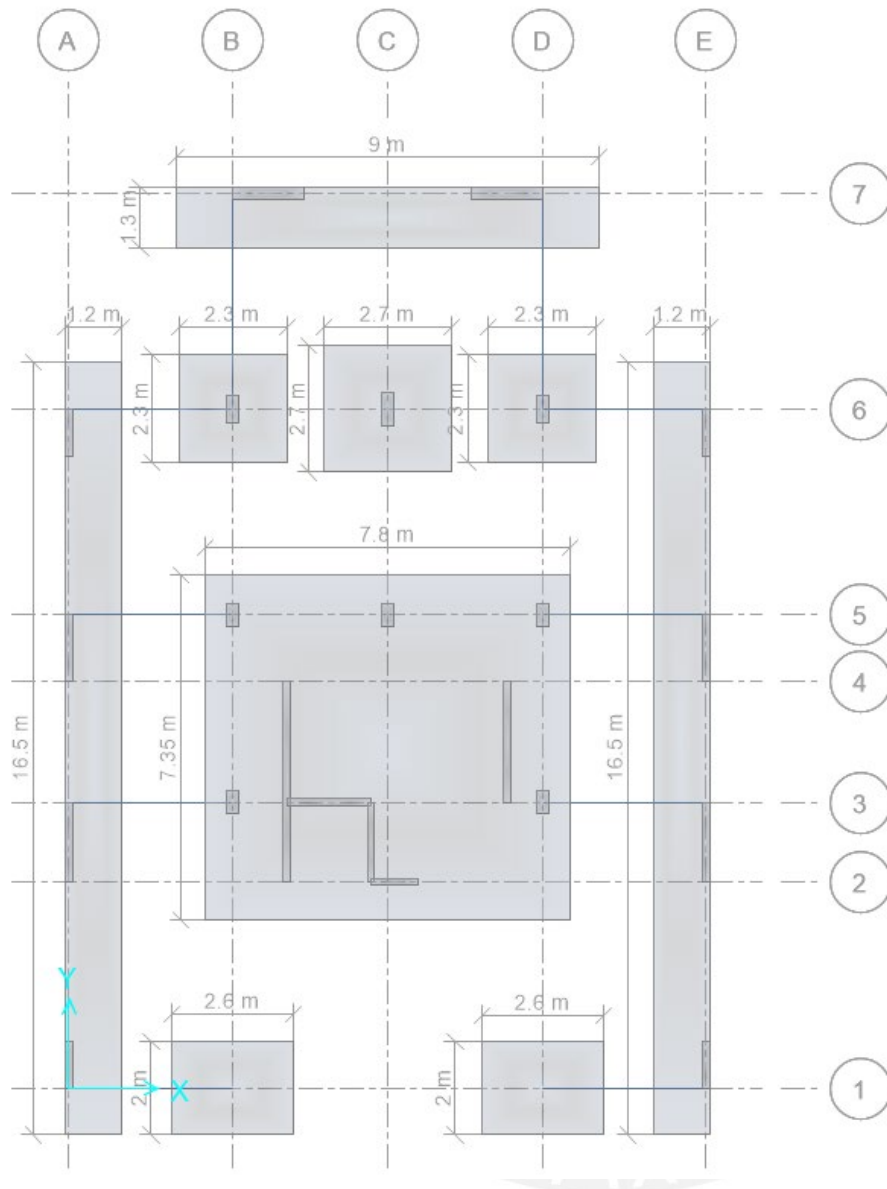


Figura 34. Modelo estructural cimentaciones superficiales en SAFE

Nota. *Elaboración propia*

### Procedimiento de diseño de cimentaciones

El diseño de cimentaciones involucra los siguientes pasos que se mencionarán a continuación: Determinación de los desplazamientos en el sentido de la gravedad y verificar que estos no excedan de 0.005 m.; Determinación de la presión del suelo por cargas de servicio (CM+CV) y verificar que esta presión no sea mayor a la capacidad admisible del suelo; Verificar



que el corte por flexión y por punzonamiento no excedan a la capacidad de la cimentación; Para finalizar, se procede a calcular el refuerzo por flexión o refuerzo longitudinal.

### Ejemplo de diseño de cimientos superficiales

#### Determinación de los desplazamientos

A continuación, se mostrará una imagen con los desplazamientos máximos de las cimentaciones por cargas de servicio:

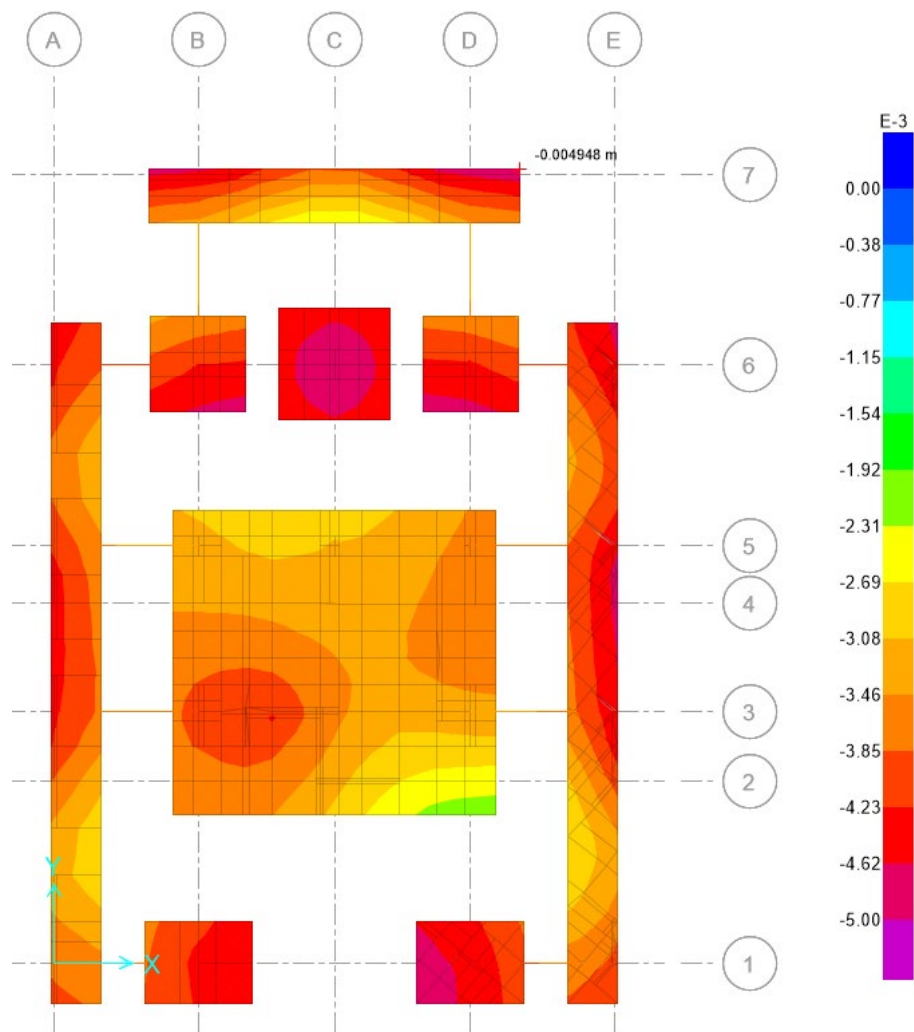


Figura 35. Desplazamientos máximos por cargas de servicio ( $C_m+C_v$ ) en los cimientos del modelo 3D.  
Unidades de diagrama  $m$ . Nota. *Elaboración propia*

Como se puede observar, el desplazamiento máximo se produce en la esquina superior derecha del cimiento corrido entre los ejes B-D y 6-7, y este tiene un valor de 0.0049 m, cumpliendo el requisito que el desplazamiento máximo no exceda de 0.005 m.

### Determinación de presión del suelo

A continuación, se mostrará una imagen con la presión del suelo de las cimentaciones por cargas de servicio:

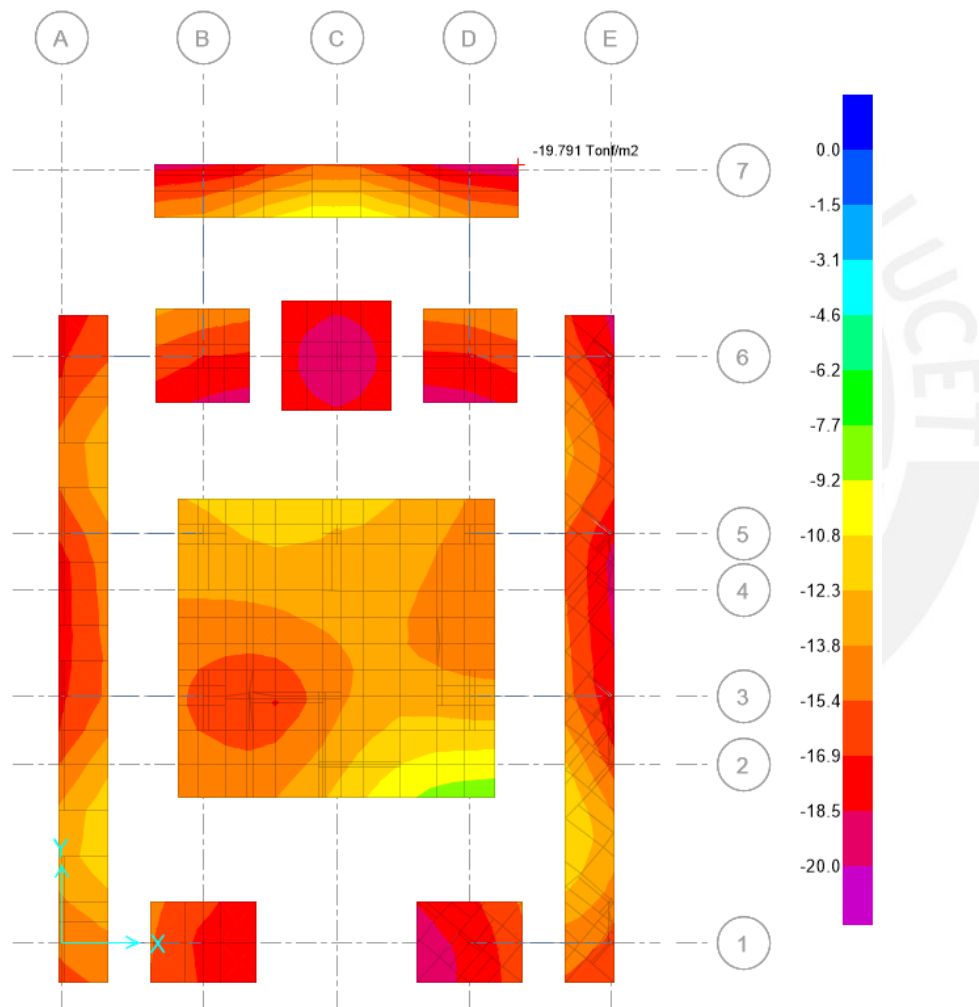


Figura 36. Presiones del suelo máximas por cargas de servicio en los cimientos de un modelo 3D. Unidades de diagrama  $tn/m^2$ . Nota. *Elaboración propia*

Como se puede observar, la presión máxima se produce donde hay mayor desplazamiento y esta es de  $19.79 \text{ tn/m}^2$ , cumpliendo que estas no excedan del valor admisible de suelo en cuestión que es de  $20 \text{ tn/m}^2$ .

### **Diseño de Zapata aislada ubicada en los ejes 6-C**

#### ***Datos para diseño***

De acuerdo al análisis de un modelo 3D, en la base de la columna de los ejes 6-C se obtuvieron las siguientes reacciones:

Tabla 45

Reacciones en la base de columna de los ejes 6-C

Caso de carga	Carga axial ( <i>tn</i> )	Momento X ( <i>tn * m</i> )	Momento Y ( <i>tn * m</i> )
Carga muerta	103.23	0.22	0.02
Carga viva	20.90	0.070	0.010
Sismo X	1.27	2.37	-
Sismo Y	15.43	-	-5.08

Nota. Elaboración propia

#### ***Predimensionamiento***

Para el predimensionamiento se procederá a hacer una primera verificación del esfuerzo en el suelo con un área tentativa solo por cargas de gravedad. A continuación, se realizarán los cálculos previamente mencionados:

$$\text{Área tentativa} = \frac{(103.23 + 20.90) * 1.05}{20 * 0.9} = 7.24 \text{ m}^2$$

Puesto que no se consideró los momentos por cargas de gravedad, a el esfuerzo admisible del suelo se lo considera 10% menor. Asimismo, a las cargas axiales se les aumento un 5% de peso, debido al tipo de suelo para tener cierto factor de seguridad. En respuesta a esta área

tentativa, a la zapata aislada le daremos las dimensiones de 2.7x2.7m (7.29 m<sup>2</sup>, mayor que 7.24 m<sup>2</sup>) y procederemos con la primera verificación de esfuerzo sobre el suelo:

- $$\text{Esfuerzo biaxial crítico} = \frac{103.23+20.90}{2.7*2.7} + \frac{(0.22+0.070)*6}{2.7*2.7^2} + \frac{(0.02+0.01)*6}{2.7*2.7^2} = 17.98 \frac{tn}{m^2}$$

La presión obtenida con la condición real de flexión biaxial es menor a la admisible, por lo que las dimensiones de predimensionamiento son correctas. Para finalizar con el dimensionamiento, se procederá a realizar las verificaciones con las fuerzas de sismo para cada sentido independientemente. A

continuación, se mostrarán los cálculos correspondientes a la segunda y tercera verificación por sismo en el sentido X y Y respectivamente:

- $$\sigma_x = \frac{(103.23+20.90+1.27)*1.05}{2.7*2.7} + \frac{(0.22+0.070+2.37)*6}{2.7*2.7^2} + \frac{(0.02+0.01)*6}{2.7*2.7^2} = 18.88 \frac{tn}{m^2}$$
- $$\sigma_y = \frac{(103.23+20.90+15.43)*1.05}{2.7*2.7} + \frac{(0.22+0.07)*6}{2.7*2.7^2} + \frac{(0.02+0.01-5.08)*6}{2.7*2.7^2} = 18.65 \frac{tn}{m^2}$$

Estas presiones obtenidas son menores a la admisible y con esto se puede verificar que las dimensiones propuestas son adecuadas.

### ***Verificación por flexión y punzonamiento***

Para estas verificaciones el método es de resistencia, por lo que las cargas deben estar amplificadas según corresponda; por lo cual, tomaremos las presiones obtenidas y las amplificaremos con un coeficiente intermedio aproximado. En las situaciones donde las cargas provienen de cargas de servicio se multiplicará por un factor de 1.60 y donde se consideró sismo por 1.25. A continuación, se calculará las cargas ultimas de diseño:

- $$\sigma_{ultimo \text{ biaxial crítico}} = 17.98 * 1.6 = 28.77 \frac{tn}{m^2}$$
- $$\sigma_{ultimo \text{ sismo } x} = 18.88 * 1.25 = 23.60 \frac{tn}{m^2}$$
- $$\sigma_{ultimo \text{ sismo } y} = 18.65 * 1.25 = 23.31 \frac{tn}{m^2}$$

De estos valores se procederá a diseñar con 28.77 tn/m<sup>2</sup> por ser el mayor valor. Para la verificación por punzonamiento usaremos un peralte efectivo de 0.50 m y para el cálculo de este se utilizarán las siguientes formulas:

- $V_u = \sigma_{ultimo} * (A - A_o)$
- $\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * B_o * d$

Donde,  $f'c$  = Resistencia concreto

$A$  = Area en planta total

$A_o$  = Area Sección crítica

$d$  = Peralte efectivo

$B_o$  = Sección crítica

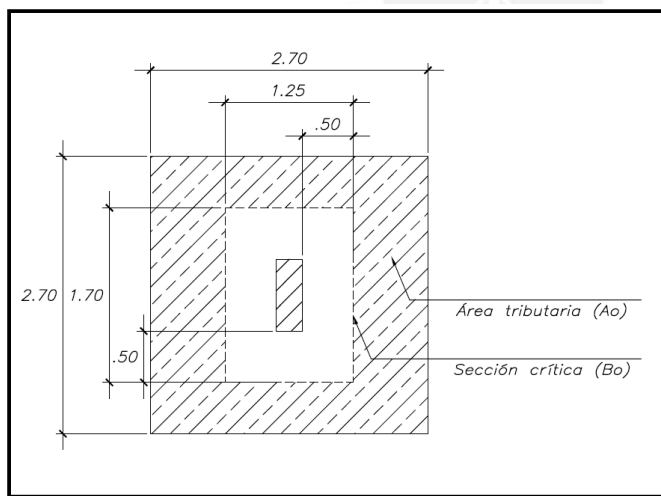


Figura 37. Dimensiones zapata aislada para verificaciones por punzonamiento. Dimensiones en metros.

Nota. *Elaboración propia*

A continuación, de acuerdo a las fórmulas mencionadas y las dimensiones de la figura 37 se verificará el punzonamiento:

- $B_o = 1.25 * 2 + 1.7 * 2 = 5.9 \text{ m}$
- $A_o = 1.2 * 1.7 = 2.13 \text{ m}$

- $Vu = 28.76 * (2.7 * 2.7 - 2.13) = 148.55 \text{ tn}$

- $\phi Vc = \frac{0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 5.9 * 100 * 0.50 * 100}{1000} = 385.17 \text{ tn}$

Se observa que  $Vu < \phi Vc$ , por lo que la verificación por punzonamiento es correcta. Para terminar con las verificaciones, se procederá a la verificación por corte; a continuación, se mencionarán las fórmulas necesarias para esto:

- $Vu = \sigma_{ultimo} * (At)$
- $\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

Donde,  $f'c = \text{Resistencia concreto}$

$At = \text{Area tributaria}$

$b = \text{Sección crítica}$

$d = \text{Peralte efectivo}$

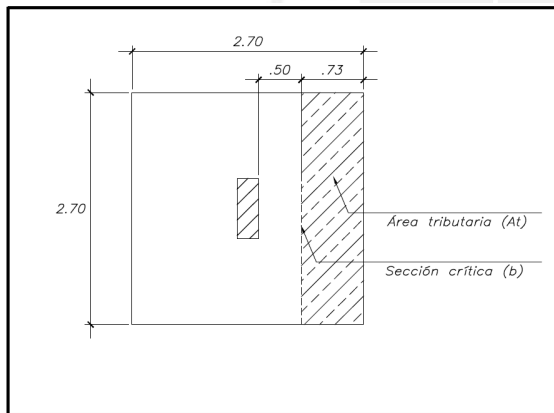


Figura 38. Dimensiones zapata aislada para verificaciones por corte. Dimensiones en metros.

Nota. *Elaboración propia*

Este cálculo será para el sentido más desfavorable. A continuación, de acuerdo a las fórmulas mencionadas y las dimensiones de la figura 38 se verificará el corte:

- $Vu = 28.76 * (0.73 * 2.70) = 56.69 \text{ tn}$

- $\phi Vc = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.70 * 100 * 0.50 * 100}{1000} = 88.13 \text{ tn}$

Se observa que  $V_u < \phi V_c$  y con estas últimas verificaciones (punzonamiento y corte) podemos afirmar que el peralte de 0.60 m es adecuado; finalmente, se procederá al diseño de refuerzo longitudinal.

### ***Diseño por flexión***

La distribución final de acero es como una losa armada en dos direcciones, pero el diseño es de forma independiente en las dos direcciones como si fuesen voladizos. Los procedimientos para el diseño por flexión son los tres siguiente: obtener los momentos últimos en las caras de la columna y, con estos, se procede a hacer el diseño por flexión con las ecuaciones (2) y (3) (mencionadas previamente en el capítulo 5). Para el cálculo del momento último en cada sentido se utilizará la siguiente formula:

- $M_u = \frac{\sigma_{ultimo} * c^2}{2}$

Donde,  $M_u = \text{Momento último de diseño}$

$c = \text{Longitud voladizo desde cara de la columna al extremo de la zapata}$

A continuación, se calculará los momentos últimos de diseño para los dos sentidos en análisis:

- $M_{ux} = \frac{28.76 * 1.23^2}{2} = 21.76 \text{ tn} * m$

- $M_{uy} = \frac{28.76 * 1^2}{2} = 14.38 \text{ tn} * m$

Para finalizar, se presentará una tabla con los cálculos de acero de refuerzo para ambos sentidos:

Tabla 46

*Cálculos para diseño por flexión zapata aislada 6-C*

Sentido de análisis	Mu ( <i>tn * m</i> )	d ( <i>cm</i> )	b ( <i>cm</i> )	a ( <i>cm</i> )	As ( <i>cm<sup>2</sup></i> )	As propuesto ( <i>1/m</i> )
x-x	21.76	50	100	2.7866	11.8433	6 $\Phi$ 5/8"
y-y	14.38	50	100	1.8236	7.7501	4 $\Phi$ 5/8"

Nota. Elaboración propia

Verificamos que el acero propuesto cumpla con el límite del acero mínimo con la siguiente expresión  $As_{min} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.80 \text{ cm}^2$ , lo que equivale a una distribución de 6  $\Phi$  5/8" por metro lineal. El armado final será de  $\Phi 5/8" @ 0.15 \text{ m}$  en ambos sentidos y ambas caras.

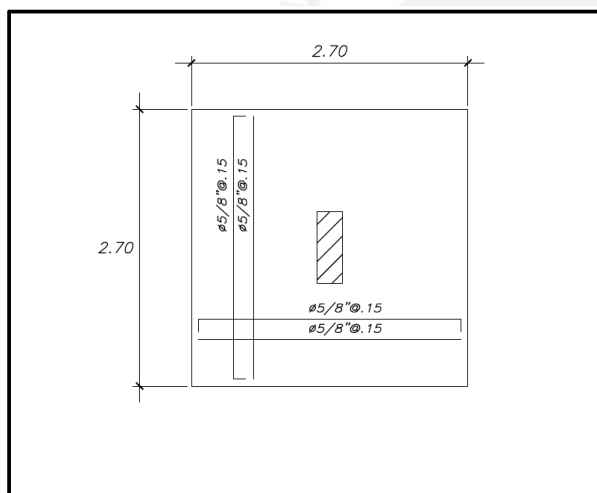


Figura 39. Distribución de acero zapata aislada eje 6-C. Dimensiones en metros.

Nota. Elaboración propia

### **Diseño de Zapata conectada ubicada en el eje 1-B**

#### ***Datos para diseño***

De acuerdo al análisis de un modelo 3D, en la base de la placa 1-A y en la columna de los ejes 1-B se obtuvieron las siguientes reacciones:



Tabla 47

Reacciones en la base de la placa del eje 1-A

Caso de carga	Carga axial ( <i>tn</i> )	Momento X ( <i>tn * m</i> )	Momento Y ( <i>tn * m</i> )
Carga muerta	35.41	0.76	-
Carga viva	5.45	0.22	-
Sismo X	17.28	-0.51	-0.32
Sismo Y	24.25	-11.49	-0.09

Nota. Elaboración propia

Tabla 48

Reacciones en la base de la columna del eje 1-B.

Caso de carga	Carga axial ( <i>tn</i> )	Momento X ( <i>tn * m</i> )	Momento Y ( <i>tn * m</i> )
Carga muerta	75.15	0.44	0.74
Carga viva	14.81	0.14	0.24
Sismo X	9.00	-0.70	-7.16
Sismo Y	15.33	-2.51	-2.07

Nota. Elaboración propia

***Predimensionamiento***

Para el predimensionamiento se procederá a hacer una primera verificación del esfuerzo en el suelo con un área tentativa solo por cargas de gravedad. Se utilizará un modelo 2D, donde en el centro de las cimentaciones se considerará como un apoyo simple. A continuación, se mostrará el esquema de análisis en el sentido longitudinal:

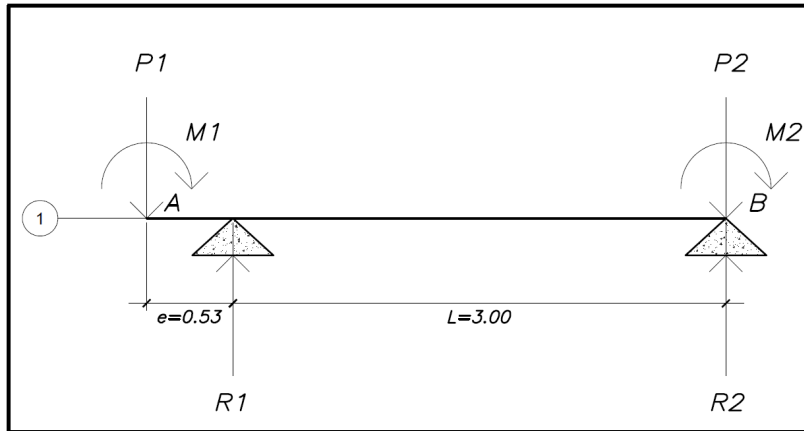


Figura 40. Modelo de análisis 2D de zapata conectada. Dimensiones en metros.

Nota. Elaboración propia

Para resolver el modelo planteado en la figura 39, necesitaremos las dos siguientes fórmulas que corresponden a la solución por suma de fuerzas verticales igual a cero y suma de momentos igual a cero en B:

- $R1 = P1 + \frac{P1 \cdot 0.53}{3} - \frac{M1 + M2}{3}$
- $R2 = P2 + \frac{P1 \cdot 0.53}{3} + \frac{M1 + M2}{3}$

Para realizar la primera verificación, los valores de las variables P1, P2, M1 y M2 son los siguientes respectivamente: 40.86 tn, 89.96 tn, 0 y 0.98 tn\*m; reemplazando estos valores en las ecuaciones previamente mencionadas tenemos que los valores de R1 y R2 son respectivamente: 47.75 y 83.00 tn. A continuación, se realizarán los cálculos para hallar el área tentativa:

- $\text{Área tentativa} = \frac{(83) \cdot 1.05}{20 \cdot 0.9} = 4.84 \text{ m}^2$

Puesto que no se consideró los momentos por cargas de gravedad, a el esfuerzo admisible del suelo se lo considera 10% menor. Asimismo, a las cargas axiales se les aumento un 5% de peso, debido al tipo de suelo para tener cierto factor de seguridad. En respuesta a esta área tentativa, a la zapata conectada le daremos las dimensiones de 2x2.6m (5.20 m<sup>2</sup>, mayor que 4.84 m<sup>2</sup>) y procederemos con la primera verificación de esfuerzo sobre el suelo:

- $\sigma_{biaxial} = \frac{(83)*1.05}{2*2.6} + \frac{(0.44+0.14)*6}{2.6*2^2} + \frac{(0.74+0.24)*6}{2*2.6^2} = 18.93 \frac{tn}{m^2}$

La presión obtenida con la condición real de flexión biaxial es menor a la admisible, por lo que las dimensiones de predimensionamiento con la primera verificación son correctas. Para finalizar con el dimensionamiento, se procederá a realizar las verificaciones con las fuerzas de sismo para cada sentido independientemente. Para realizar la segunda verificación con el sismo en x (horario), los valores de las variables P1, P2, M1 y M2 son los siguientes respectivamente: 58.14 tn, 98.96 tn, 0.32 y 8.14 tn\*m; reemplazando estos valores en las ecuaciones previamente mencionadas tenemos que los valores de R1 y R2 son respectivamente: 65.59 y 112.05 tn. A continuación, se mostrarán los cálculos correspondientes a la segunda verificación con sismo en x (horario):

- $\sigma_{x1} = \frac{(112.05)*1.05}{2*2.6} + \frac{(0.74+0.24+7.16)*6}{2*2.6^2} = 26.24 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{x2} = \frac{(112.05)*1.05}{2*2.6} - \frac{(0.74+0.24+7.16)*6}{2*2.6^2} = 19.01 \frac{tn}{m^2}$

Para realizar la tercera verificación con el sismo en x (antihorario), los valores de las variables P1, P2, M1 y M2 son los siguientes respectivamente: 58.14 tn, 98.96 tn, -0.32 y -6.18 tn\*m; reemplazando estos valores en las ecuaciones previamente mencionadas tenemos que los valores de R1 y R2 son respectivamente: 70.58 y 107.06 tn. A continuación, se mostrarán los cálculos correspondientes a la tercera verificación con sismo en x (antihorario):

- $\sigma_{x1} = \frac{(107.06)*1.05}{2*2.6} + \frac{(-6.18)*6}{2*2.6^2} = 18.88 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{x2} = \frac{(107.06)*1.05}{2*2.6} - \frac{(-6.18)*6}{2*2.6^2} = 24.36 \frac{tn}{m^2}$

Para realizar la cuarta verificación con el sismo en y, los valores de las variables P1, P2, M1 y M2 son los siguientes respectivamente: 65.11 tn, 105.29 tn, -10.51 tn\*m y -1.93 tn\*m; reemplazando estos valores en las ecuaciones previamente mencionadas tenemos que los valores

de R1 y R2 son respectivamente: 80.75 y 112.65tn. A continuación, se mostrarán los cálculos correspondientes a la cuarta verificación con sismo en y:

- $\sigma_{y1} = \frac{(112.65) \cdot 1.05}{2 \cdot 2.6} + \frac{(-1.93) \cdot 6}{2.6 \cdot 2^2} = 21.63 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{y2} = \frac{(112.65) \cdot 1.05}{2 \cdot 2.6} - \frac{(-1.93) \cdot 6}{2.6 \cdot 2^2} = 23.86 \frac{tn}{m^2}$

Se acepta un incremento de hasta 33% de las presiones resiste del suelo, pues el sismo es un evento poco frecuente y de poca duración; según lo anterior, en los casos donde intervenga el sismo se acepta hasta una resistencia del suelo de 26.6 tn/m<sup>2</sup>. Estas presiones obtenidas son menores a las admisibles y con esto se puede verificar que las dimensiones propuestas son adecuadas.

### ***Verificación por flexión y punzonamiento***

Para estas verificaciones el método es de resistencia, por lo que las cargas deben estar amplificadas según corresponda; por lo cual, tomaremos las presiones obtenidas y las amplificaremos con un coeficiente intermedio aproximado. En las situaciones donde las cargas provienen de cargas de servicio se multiplicará por un factor de 1.60 y donde se consideró sismo por 1.25. A continuación, se calculará las cargas ultimas de diseño:

- $\sigma_{biaxial} = 18.93 \cdot 1.6 = 30.29 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{sismo \times horario \ 1} = 26.24 \cdot 1.25 = 32.80 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{sismo \times horario \ 2} = 19.01 \cdot 1.25 = 23.76 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{sismo \times antihorario \ 1} = 18.88 \cdot 1.25 = 23.60 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{sismo \times antihorario \ 2} = 24.36 \cdot 1.25 = 30.45 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{sismo \ y \ 1} = 21.63 \cdot 1.25 = 27.04 \frac{tn}{m^2}$
- $\sigma_{sismo \ y \ 2} = 23.86 \cdot 1.25 = 29.83 \frac{tn}{m^2}$

De estos valores se procederá a diseñar con 32.80 tn/m<sup>2</sup> por ser el mayor valor. Para la verificación por punzonamiento usaremos un peralte efectivo de 0.50 m y para el cálculo de este se utilizarán las fórmulas presentadas para la verificación de punzonamiento en la zapata aislada:

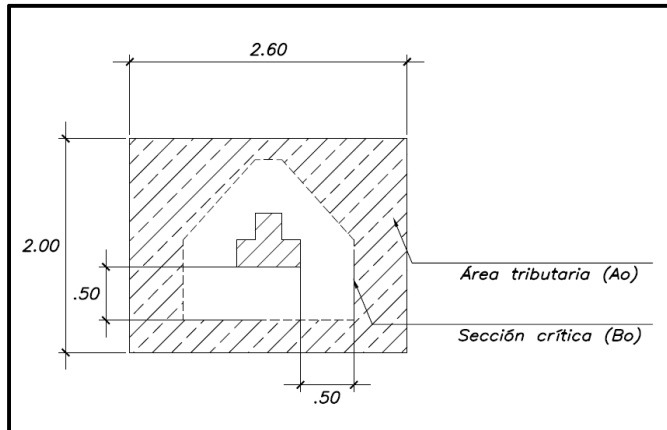


Figura 41. Dimensiones zapata conectada para verificaciones por punzonamiento. Dimensiones en metros.

Nota. Elaboración propia

A continuación, de acuerdo a las fórmulas mencionadas y las dimensiones de la figura 41 se verificará el punzonamiento:

- $B_o = 5.37 \text{ m}$
- $A_o = 1.89 \text{ m}$
- $V_u = 32.80 * (2.60 * 2.00 - 1.89) = 108.57 \text{ tn}$
- $\phi V_c = \frac{0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 5.37 * 100 * 0.50 * 100}{1000} = 350.57 \text{ tn}$

Se observa que  $V_u < \phi V_c$ , por lo que la verificación por punzonamiento es correcta. Para terminar con las verificaciones, se procederá a la verificación por corte; se utilizarán las fórmulas que se usaron para la verificación por cortante en la zapata aislada:

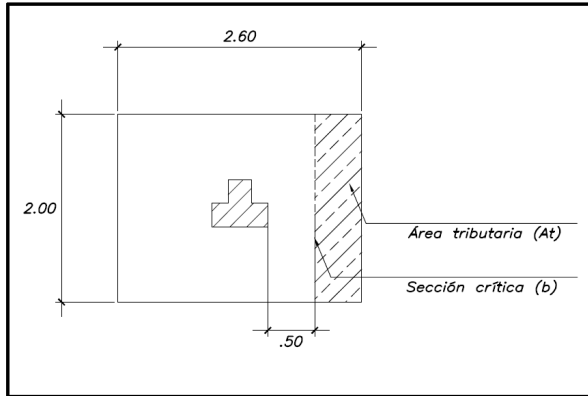


Figura 42. Dimensiones zapata conectada para verificaciones por corte. Dimensiones en metros.

Nota. Elaboración propia

Este cálculo será para el sentido más desfavorable. A continuación, de acuerdo a las fórmulas mencionadas y las dimensiones de la figura 42 se verificará el corte:

- $V_u = 32.80 * (0.5 * 2) = 32.80 \text{ tn}$
- $\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.00 * 100 * 0.50 * 100}{1000} = 65.28 \text{ tn}$

Se observa que  $V_u < \phi V_c$  y con estas últimas verificaciones (punzonamiento y corte) podemos afirmar que el peralte de 0.60 m es adecuado; finalmente, se procederá al diseño de refuerzo longitudinal.

### ***Diseño por flexión***

El procedimiento es el mismo que se utilizó para la zapata aislada. A continuación, se presentará una tabla resumen con los cálculos necesarios para distribuir el acero de refuerzo longitudinal en los dos sentidos:

Tabla 49

Cálculos para diseño por flexión zapata conectada 1-B.

Sentido de análisis	Mu ( <b>tn * m</b> )	d ( <b>cm</b> )	b ( <b>cm</b> )	a ( <b>cm</b> )	As ( <b>cm<sup>2</sup></b> )	As propuesto ( <b>1/m</b> )
x-x	16.4	50	100	2.09	8.86	5 $\Phi$ 5/8" / m.
y-y	9.23	50	100	1.16	4.94	3 $\Phi$ 5/8" / m.

Nota. Elaboración propia

Verificamos que el acero propuesto cumpla con el límite del acero mínimo con la siguiente expresión  $A_{smin} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.80 \text{ cm}^2$ , lo que equivale a una distribución de 6  $\Phi$  5/8" por metro lineal. El armado final será de  $\Phi$ 5/8"@ 0.15 m en ambos sentidos y ambas caras.

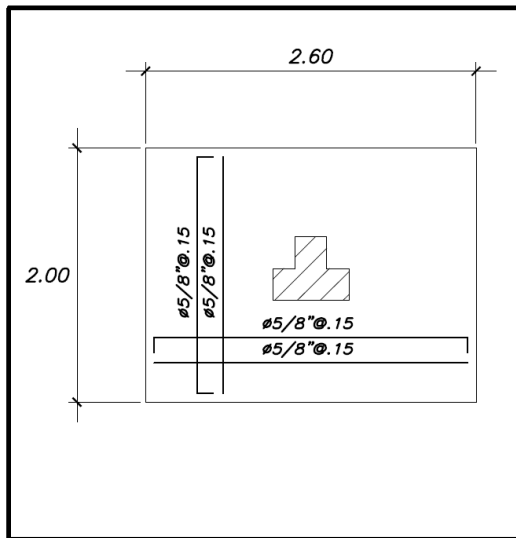


Figura 43. Distribución de acero zapata conectada eje 1-B. Dimensiones en metros.

Nota. *Elaboración propia*

### ***Diseño viga de cimentación***

Las vigas actúan por flexión y corte. Para el análisis estructural se deben considerar las cargas de gravedad y los efectos de sísmicos. En las cimentaciones se consideró vigas de 0.25x0.80 m y de 0.30x0.90 m. A manera de ejemplo se realizará el diseño de la viga de cimentación del eje 1A-1B.

### ***Análisis estructural***

El análisis estructural se realizó en el programa SAFE, en el cual se utilizó un modelo en 3D. A continuación, se mostrará el modelo de análisis y los resultados para proceder con el diseño:

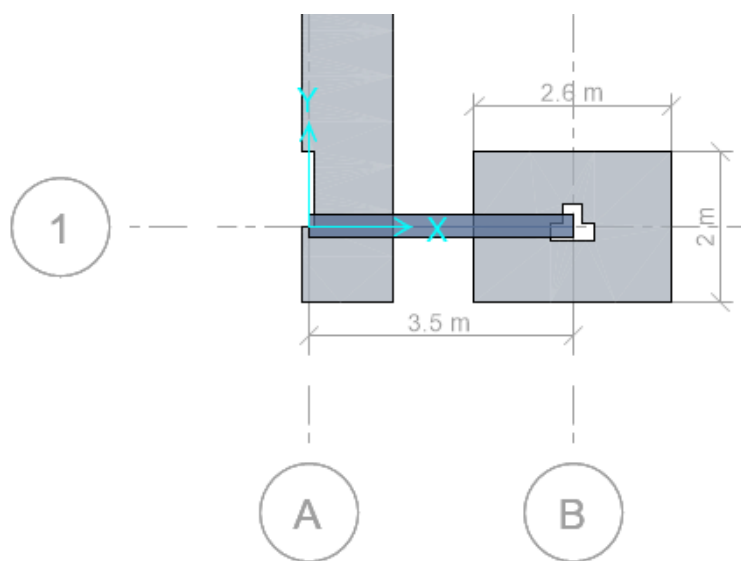


Figura 44. Modelo estructural cimentación conectada 1-B y viga de cimentación 1A-1B.

Nota. Elaboración propia

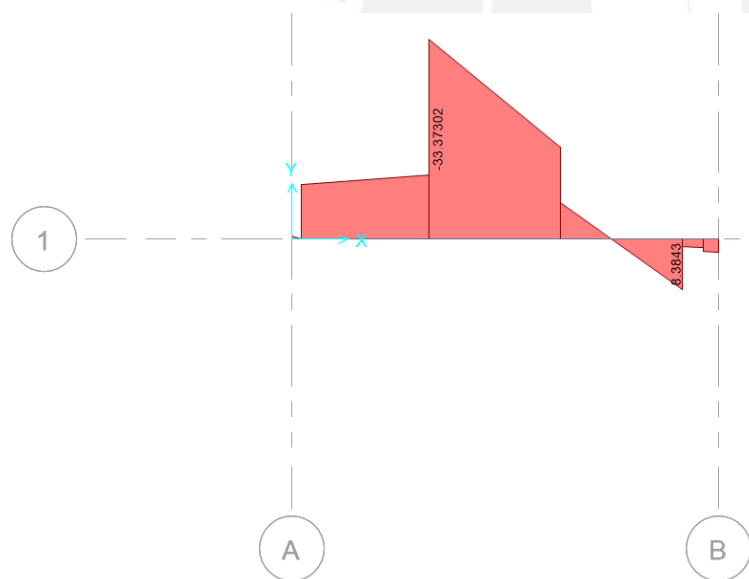


Figura 45. Envolvente del diagrama de momento flector de un modelo 3D. Unidades de diagrama  $tn * m$

Nota. Elaboración propia.



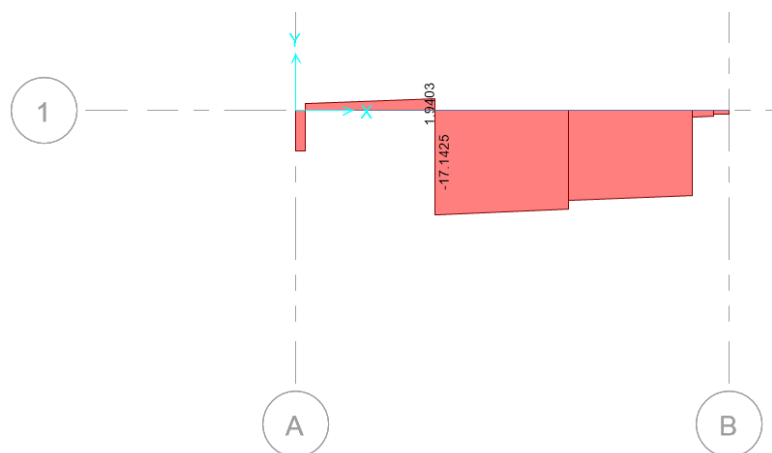


Figura 46. Envolvente del diagrama de fuerza cortante de un modelo 3D. Unidades de diagrama  $tn$

Nota. Elaboración propia.

### Diseño por flexión

Luego de realizar el análisis estructural y obtener la envolvente de momentos últimos se procede a hacer el diseño por flexión con las ecuaciones (2) y (3).

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cálculos para el diseño por flexión para la viga de cimentación:

Tabla 50

Cálculos para el diseño por flexión de la viga de cimentación 1A-1B.

Tramo	$M_u$ ( $tn * m$ )	$a$ ( $cm$ )	$A_s$ necesario ( $cm^2$ )	Acero propuesto	$A_s$ colocado ( $cm^2$ )	$\Phi M_n$ ( $tn * m$ )
1	-33.37	8.69	11.08	4 $\Phi$ 3/4"	11.36	34.16
	8.38	2.10	2.67	4 $\Phi$ 5/8"	8	24.45

Nota. El acero mínimo calculado para la viga de cimentación con la ecuación (4) es de  $6.09 \text{ cm}^2$ .

Elaboración propia.

### Diseño por corte

El aporte del concreto de la viga del eje 6 de acuerdo a la ecuación (12) es el siguiente:

Tabla 51

Cálculos de  $\Phi V_c$  para la viga de cimentación 1A-1B.

Viga	$f_c$ ( $kg/cm^2$ )	$b_w$ ( $cm$ )	$d$ ( $cm$ )	$\Phi V_c$ ( $tn$ )
Eje 6	210	30	84	16.45

Nota. Elaboración propia

Tabla 52

Cálculos de espaciamientos para refuerzo por cortante para la viga de cimentación 1A-1B.

$V_u$ ( $tn$ )	$V_s$ ( $tn$ )	Diámetro ( $''$ )	Espaciamiento ( $cm$ )
17.14	0.81	1/2	1123.70

Nota. Elaboración propia

La distribución de refuerzo perpendicular de estribos  $\Phi 1/2''$  desde la cara de los elementos de apoyo es la siguiente: 1 a 5 cm y el resto a 20 cm.

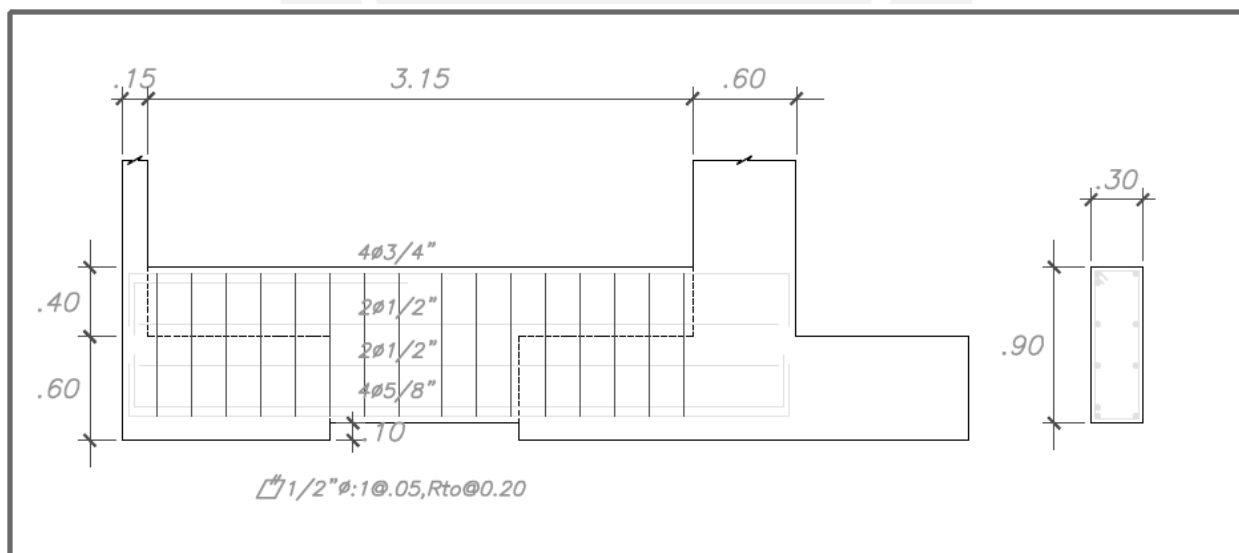


Figura 47. Diseño de viga de cimentación 1A-1B. Longitudes en metros.

Nota. Elaboración propia.

## Capítulo 10

### Diseño de elementos adicionales

#### Cisterna

##### Análisis estructural

La cisterna es un elemento estructural que tiene la función de almacenar agua y es subterráneo (nivel de fondo de piso = -2.75 m); este cuenta con un ambiente adicional que funciona como el cuarto de bombas. Para el análisis estructural se deben considerar las cargas de gravedad y la acción del agua (presión en los muros y peso en la base). Las dimensiones de los dos ambientes son de 2.80x2.00 m y 5.40x2.00 m con una altura de 2.75 m. A manera de ejemplo se realizará el diseño del muro con mayores dimensiones. A continuación, se mostrará el modelo estructural analizado en el programa SAP2000:

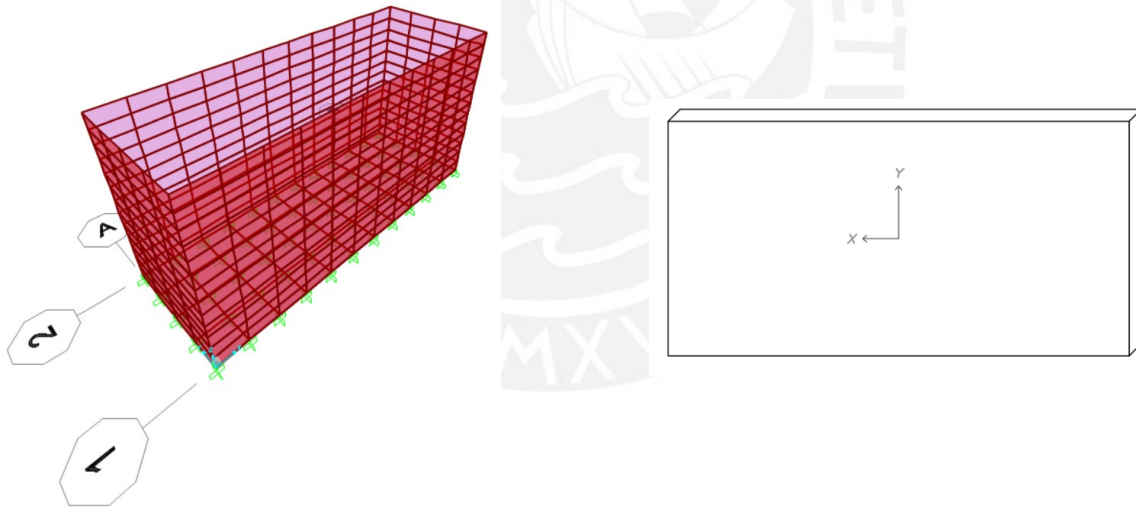


Figura 48 Modelo estructural cisterna en el programa SAP2000 y ejes locales para los muros.

Nota. *Elaboración propia.*

##### Diseño por flexión

A continuación, se mostrará los resultados de los momentos flectores para cisterna en ambos sentidos:

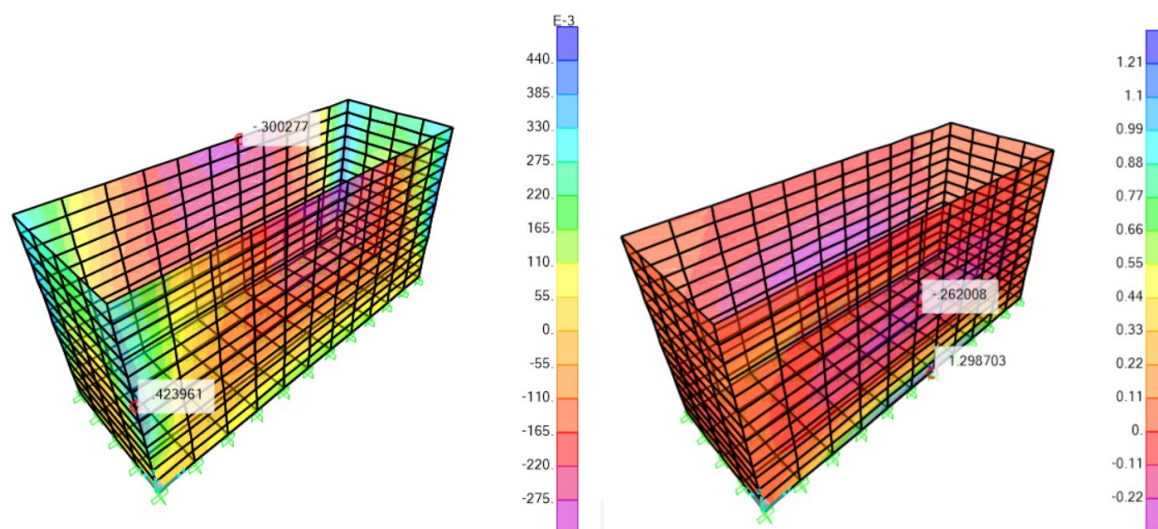


Figura 49. Diagrama de momento flector por carga ultima de un modelo 3D para el sentido XX y el sentido YY respectivamente. Unidades de diagrama  $tn/m$

Nota. Elaboración propia.

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cálculos para el diseño por flexión para los muros de la cisterna:

Tabla 53

*Cálculo de acero necesario por metro lineal*

Sentido	Momento ultimo ( $tn \cdot m$ )	Acero necesario ( $cm/ml$ )
XX	0.42	0.66
XX	-0.30	0.47
YY	1.30	2.05
YY	-0.26	0.41

Nota. Elaboración propia

El acero mínimo en muros es:

- $As_{min} = 0.0025 \cdot b \cdot h$
- $As_{min} = 0.0025 \cdot 100 \cdot 20 = 5.0 \text{ cm}^2/ml$

De acuerdo a los resultados obtenidos la distribución de acero será de una doble malla de  $\varnothing 3/8''$  cada 0.25 m para todos los muros, puesto que el muro analizado es el más esforzado.

### Diseño por corte

El cortante último se produce por la acción de la presión del agua. A continuación, se mostrará el esquema de las fuerzas que actúan en el muro y seguido las operaciones para calcular el cortante ultimo y la resistencia del concreto:

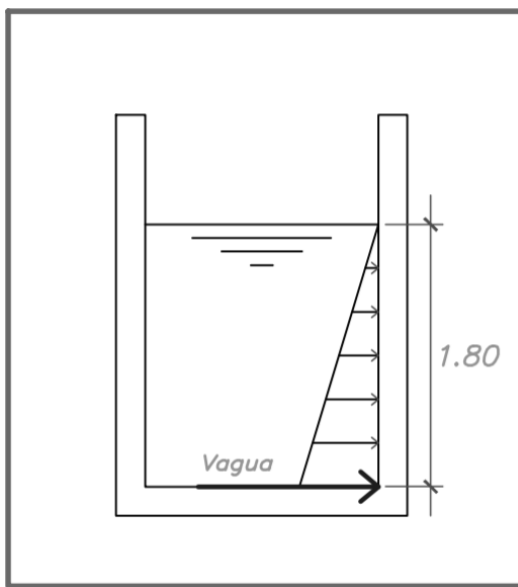


Figura 50. Diagrama de esfuerzos en el muro de concreto de cistena. Unidades en m

Nota. Elaboración propia.

- $V_u = V_{agua} = \frac{3.92 \cdot 1.80}{2} = 4.54 \text{ tn}$
- $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11.10 \text{ tn}$

De los anteriores resultados se tiene que  $\phi V_c > V_u$ , por lo que no se necesita refuerzo adicional.

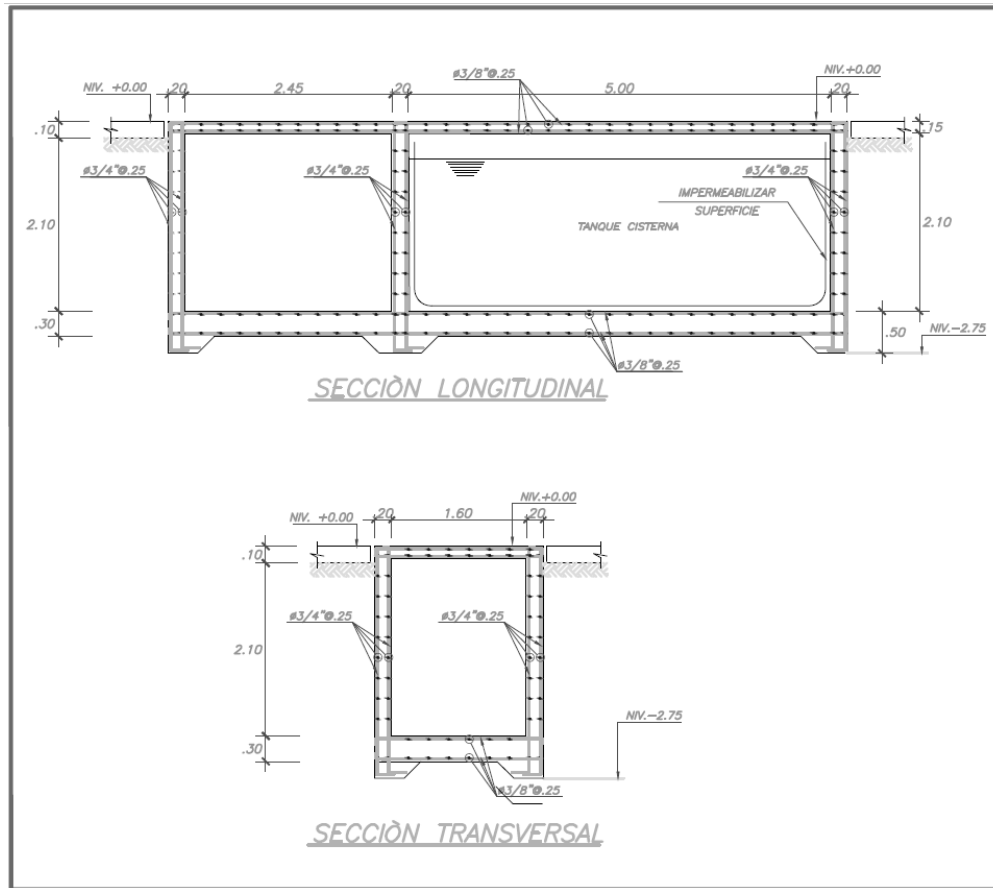


Figura 51. Detalle de refuerzo en cisterna. Unidades en m

Nota. Elaboración propia.

## Escaleras

### Análisis estructural

Las escaleras son un elemento estructural que funciona como una losa armada en una dirección. Para el análisis estructural se deben considerar las cargas de gravedad. Para el capítulo en cuestión se realizará el diseño del primer tramo como ejemplo; este tiene dos partes: tramo inclinado y el descanso; en tramo inclinado tiene una altura de 1.70 m, una distancia horizontal de 2.00 m; el descanso tiene un largo de 1.02 m. El análisis estructural se realizará en el programa SAP2000 para un metro lineal de ancho. A continuación, se mostrará el modelo estructural analizado en el programa SAP2000:

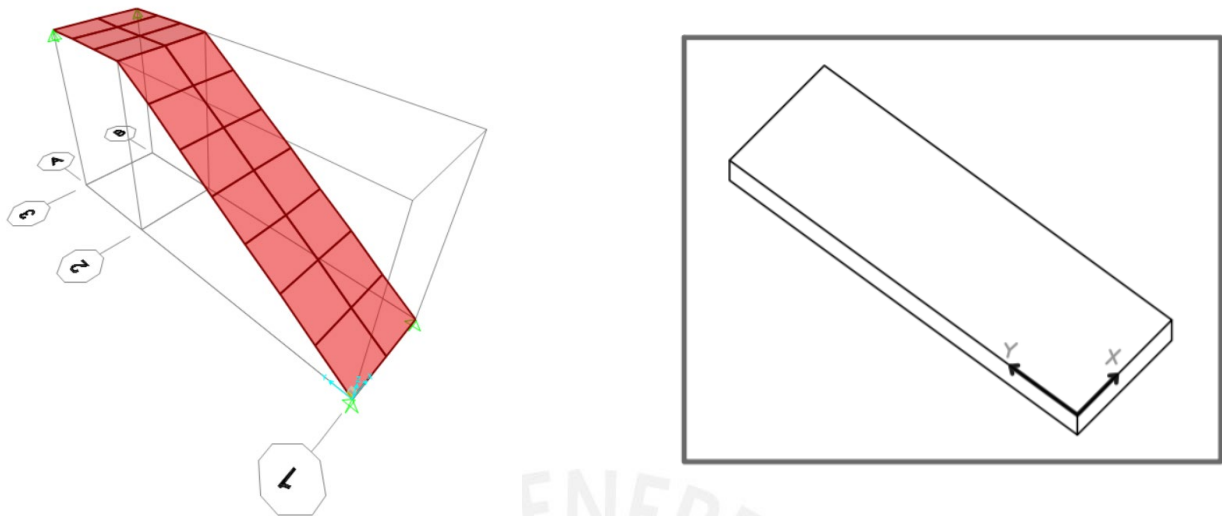


Figura 52 Modelo estructural primer tramo escalera en el programa SAP2000 y ejes locales para los elementos. Longitudes en metros.

Nota. *Elaboración propia.*

### Diseño por flexión

A continuación, se mostrará los resultados de los momentos flectores para cisterna en ambos sentidos:

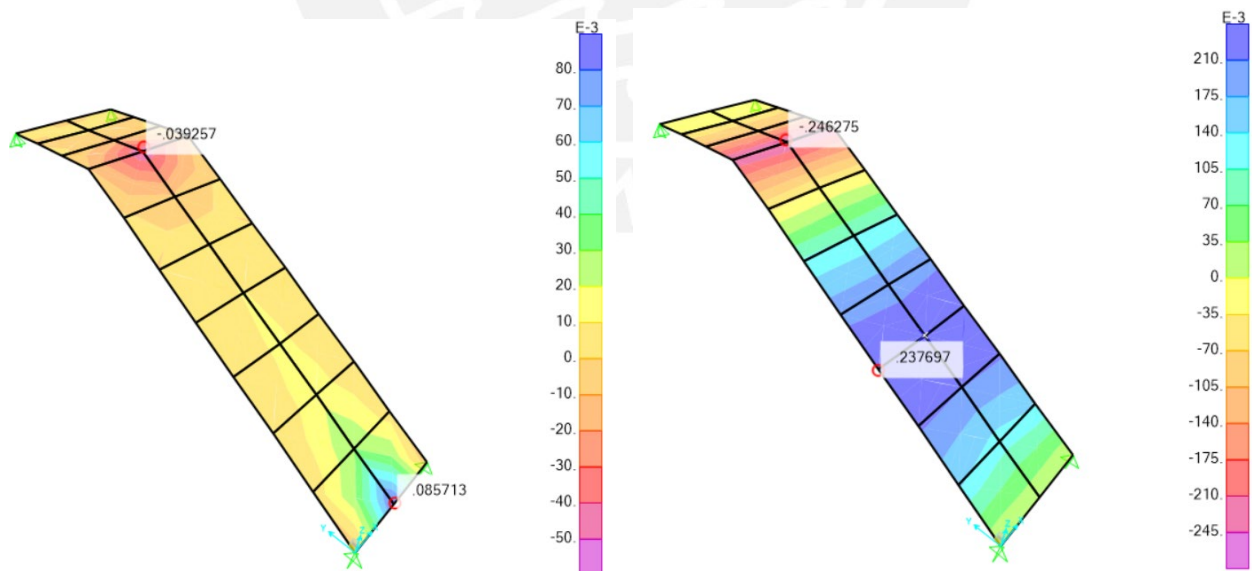


Figura 53. Diagrama de momento flector por carga ultima de un modelo 3D para el sentido XX y YY respectivamente. Unidades de diagrama  $tn/m$

Nota. *Elaboración propia.*

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cálculos para el diseño por flexión para los muros de la cisterna:

Tabla 54

*Cálculo de acero necesario por metro lineal*

Sentido	Momento ultimo ( <i>tn * m</i> )	Acero necesario ( <i>cm/ml</i> )
XX	0.09	0.19
XX	-0.04	0.09
YY	0.24	0.53
YY	-0.25	0.55

Nota. Elaboración propia

El acero mínimo en losas con refuerzo de doble malla es:

- $$As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos la distribución de acero será de una doble malla de Ø3/8" cada 0.25 m para todos los muros, puesto que el muro analizado es el más esforzado.

### Diseño por corte

A continuación, se mostrará el diagrama de fuerzas cortantes ultimas:

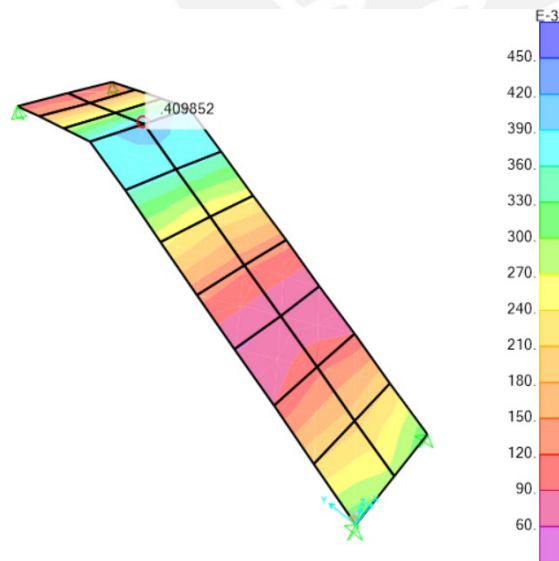


Figura 54. Diagrama de momento flector por carga ultima de un modelo 3D para el sentido XX y YY respectivamente. Unidades de diagrama *tn/m*. Nota. Elaboración propia.



- $V_u = 0.41 \text{ tn}$
- $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7.83 \text{ tn}$

De los anteriores resultados se tiene que  $\phi V_c > V_u$ , por lo que no se necesita refuerzo adicional.

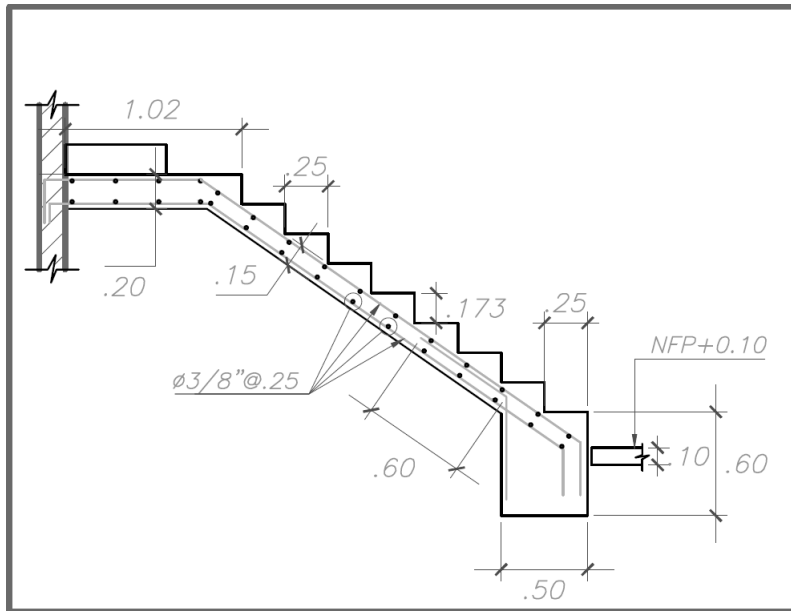


Figura 55. Detalle de refuerzo primer tramo escaleras. Unidades de diagrama  $m$

Nota. Elaboración propia.

## **Capítulo 11**

### **Conclusiones**

#### **Estructuración y predimensionamiento**

La ubicación de las placas de concreto se ubicó de manera que estas no interfieran con los elementos de la arquitectura inicialmente planteada; se aprovechó los lados y la parte trasera de la edificación para colocar las placas principales, que serán las encargadas de absorber las fuerzas sísmicas. Debido a la poca rigidez en el eje X con la ubicación inicial de las placas de concreto armado, se propuso ubicar placas en el área del ascensor y las escaleras, donde se procuró no invadir espacios de tránsito y dejando suficiente espacio para que los vehículos puedan transitar en la zona del primer nivel sin complicaciones.

Para la estructuración y predimensionamiento de las columnas no se tuvo mayores problemas y se dimensiono de la menor dimensión necesaria, procurando mantener las dimensiones de los muros para que sean imperceptibles; de la misma forma para todas las vigas se estandarizo las dimensiones a 0.25x0.50m.

En la estructura, se tiene dos sistemas de losas: losas macizas y losas aligeradas en una dirección. La primera se utilizó en la parte central del piso típico, debido a la necesidad de conexión y continuidad producido por los ductos de ventilación; el segundo sistema de losas se utilizó en las demás posiciones y la dirección de estas es hacia los muros de concreto armado para transferir mejor las cargas.

#### **Análisis sísmico**

El cálculo del peso sísmico de manera manual y el que nos da el programa ETABS tiene una diferencia de 42.54 ton, siendo el valor del programa de cálculo mayor. Estas diferencias se

deben a que, por ejemplo, las losas están dibujadas de eje a eje, mientras que en los planos la losa tiene una extensión de la mitad del ancho de una viga menos; esta diferencia previamente mencionada produce que el programa sume un peso que no hay, pues este sobrepuesto con la viga; de igual manera, en las conexiones columna-viga, viga-viga, muro-viga el programa calcula doble la superposición de elementos. Al ser más conservador el valor del peso sísmico calculado por el programa y tener una diferencia menor al 5% se consideró aceptable y es el que se utilizó para los demás cálculos.

La estructura tiene mayor rigidez en el sentido Y que en el otro sentido y eso se ve reflejado en los modos principales de vibración; estos tienen los valores de 0.74 seg y 0.47 seg respectivamente para X e Y. Estas diferencias se deben a la estructuración misma que se tiene, en la que la densidad de muros es mayor en el sentido Y debido a la facilidad de espacio que se tiene para colocar los muros de concreto armado. Asimismo, las derivas de entrepiso tienen magnitudes parecidas respecto a la rigidez en cada sentido; estas tienen los valores de 6.72 y 3.66 en porcentaje de milésimas respectivamente a los sentidos X e Y, en donde se tiene menores desplazamientos en el sentido más rígido.

### **Diseño en concreto armado**

Para diseño de las losas aligeradas se hizo el análisis estructural para cargas de gravedad en un modelo bidireccional para una franja tributaria de 0.40m en el programa SAP2000; puesto que las secciones son típicas para el cálculo del acero mínimo y máximo necesario utilizamos tablas ya desarrolladas tomadas del libro de “apuntes de concreto armado” de Otazzi, 2016. Asimismo, para el diseño de las losas macizas se hizo el análisis estructural por paños para cargas de gravedad en un modelo bidireccional en el programa SAP2000, del cual se obtuvieron los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes de las cargas de gravedad amplificadas.

En el análisis estructural de las vigas se tuvo discordancias en cuanto a los momentos flectores y eso se debía a que al trabajar en conjunto las columnas y los muros de concreto armado, la deformación axial de las columnas debido a la menor inercia que las placas es mucho mayor; este último fenómeno ocasiono que los momentos flectores negativos disminuyeran y en algunos casos eran positivos; para ajustar los resultados para proceder con el análisis se procedió a hacer un análisis de secuencia de construcción, con esto último los momentos flectores ya están más ajustados a la realidad y son óptimos para su finalidad. El diseño por capacidad es más conservador y es el que se utilizó finalmente; este diseño prevalece al convencional por corte debido a que las luces no tienen dimensiones largas y, por el mismo, hecho las cargas tributarias de las losas no son predominantes por tener poca área por paños.

En el diseño de las columnas, se utilizó el acero mínimo propuesto por la norma de concreto E0.60, debido a que el sistema estructural es de muros de concreto armado y esto ocasiona que el 92.26% y 95.65% respectivamente para ambos ejes de las fuerzas lo tomen los muros y las cargas que absorben las columnas son mínimas. Para el diseño de los estribos por la misma razón mencionada anteriormente predomina el cálculo por capacidad, puesto que la carga cortante que actúa en las columnas es de poca magnitud y el diseño por corte como resultados nos da espaciamientos altos.

Sobre el diseño de los muros de concreto armado podemos decir lo siguiente: la mayoría de configuraciones de las secciones transversales de las placas son simples, por lo que el diseño por flexo compresión y por cortante no tuvo complicaciones. La placa PL-04 que cumple como los muros del ascensor y las escaleras tiene la sección transversal en forma de una h; esta configuración en planta hace que el análisis para el cálculo de los bordes de confinamiento en cada extremidad del muro sea más detallado y requiera otro tipo de análisis; en este caso nos

apoyamos de un módulo (Section Designer) del programa SAP2000 en el cual con 3 datos ( Deformación máxima del concreto,  $P_u$  y el Angulo del eje neutro ) y mediante el procedimiento explicado en el capítulo 8 (Elementos de borde, Ejemplos de diseño de placas) se puede calcular la longitud de los elementos de borde y con eso finalizar el diseño de los muros de concreto armado.

En la estructuración de las cimentaciones se procuró que el área en planta sea la necesaria para que los esfuerzos producidos en el suelo sean menores a la capacidad portante de este mismo; en los 3 linderos se tiene cimientos corridos, hay 5 zapatas aisladas y en el medio debido a la gran concentración de esfuerzos por la PL-04 se tiene una zapata combinada de dimensiones considerables (7.8x7.4m); los cimientos corridos están unidos al cimiento mas cercano por vigas de cimentación, debido a la carga excéntrica se necesita de un soporte del lado contrario a la excentricidad para controlar los esfuerzos positivos y darle al conjunto mayor estabilidad.

Para finalizar, se concluye que el análisis y el diseño de todos los elementos del edificio fueron desarrollados siguiendo los procedimientos recomendados por los académicos que dictan los cursos de la rama de estructuras de la PUCP; Además, se cumplió en su totalidad los procedimientos, valores máximos y mínimos, configuraciones y demás consideraciones propuestas por la norma de concreto armado E.060.

### Bibliografía

- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima.
- Blanco Blasco, A. (2015). *Apuntes de clase de Concreto Armado 2*. Lima: PUCP.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima.
- Ottazzi Pasino, G. (2005). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

## **Anexo A: Planos de Arquitectura**

Los planos de arquitectura son los siguientes:

- Plano A-01, Planta primer piso
- Plano A-02, Planta piso típico
- Plano A-03, Planta azotea
- Plano A-04, Corte longitudinal, transversal y elevación principal

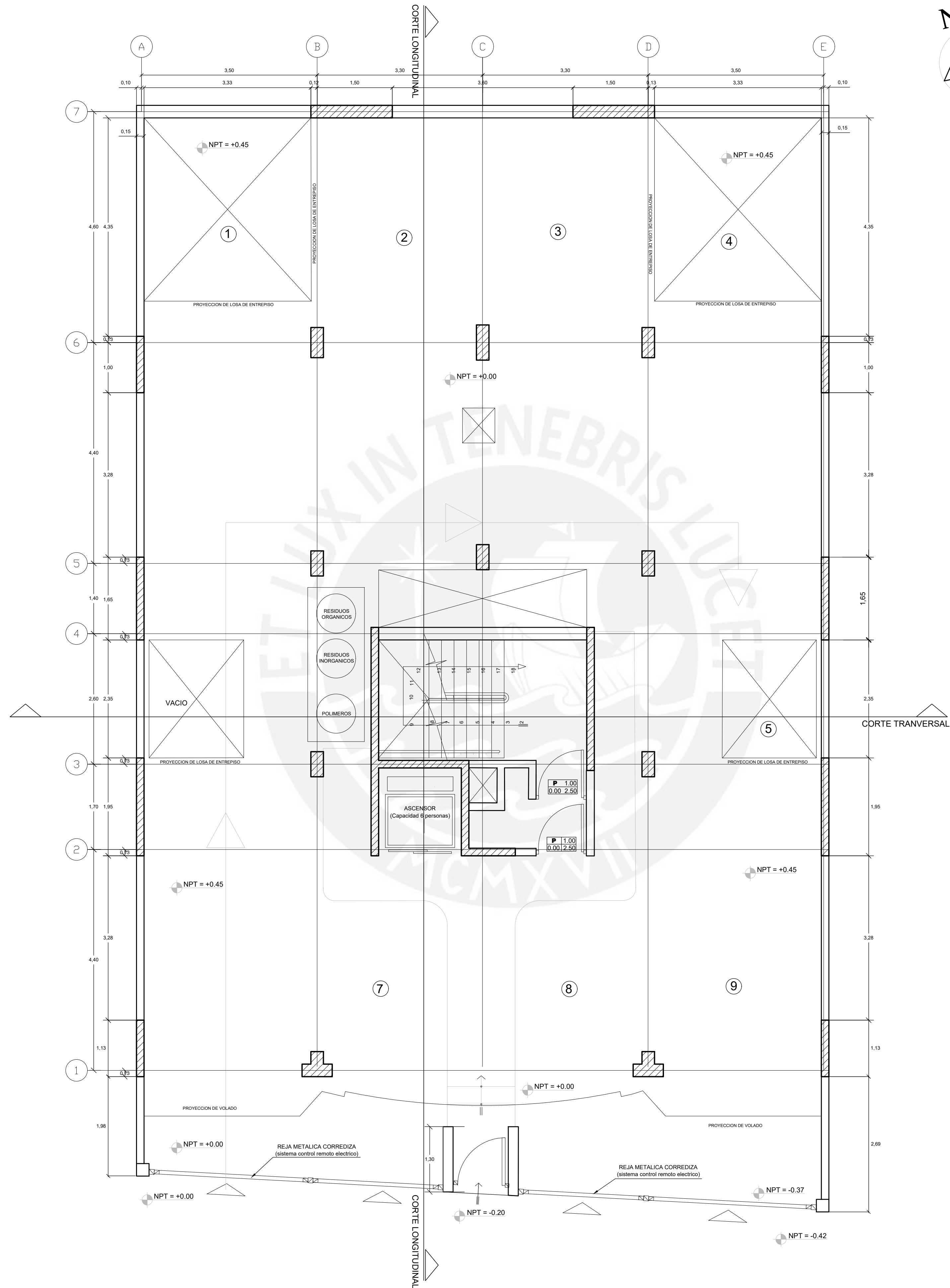


## **Anexo B: Planos de Estructuras**

Los planos de estructuras son los siguientes:

- Plano E1, Especificaciones y detalles estructurales típicos
- Plano E-02, Cimentaciones
- Plano E-03, Cortes de cimentación y vigas de cimentación
- Plano E-04, Placas y columnas
- Plano E-05, Encofrado piso típico
- Plano E-06, Escaleras, cisterna y detalles
- Plano E-07, Vigas, cortes y detalles
- Plano E-08, Vigas, cortes y detalles
- Plano E-09, Vigas, cortes y detalles
- Plano E-10, Detalles típicos de muros de albañilería y detalles típicos parapetos

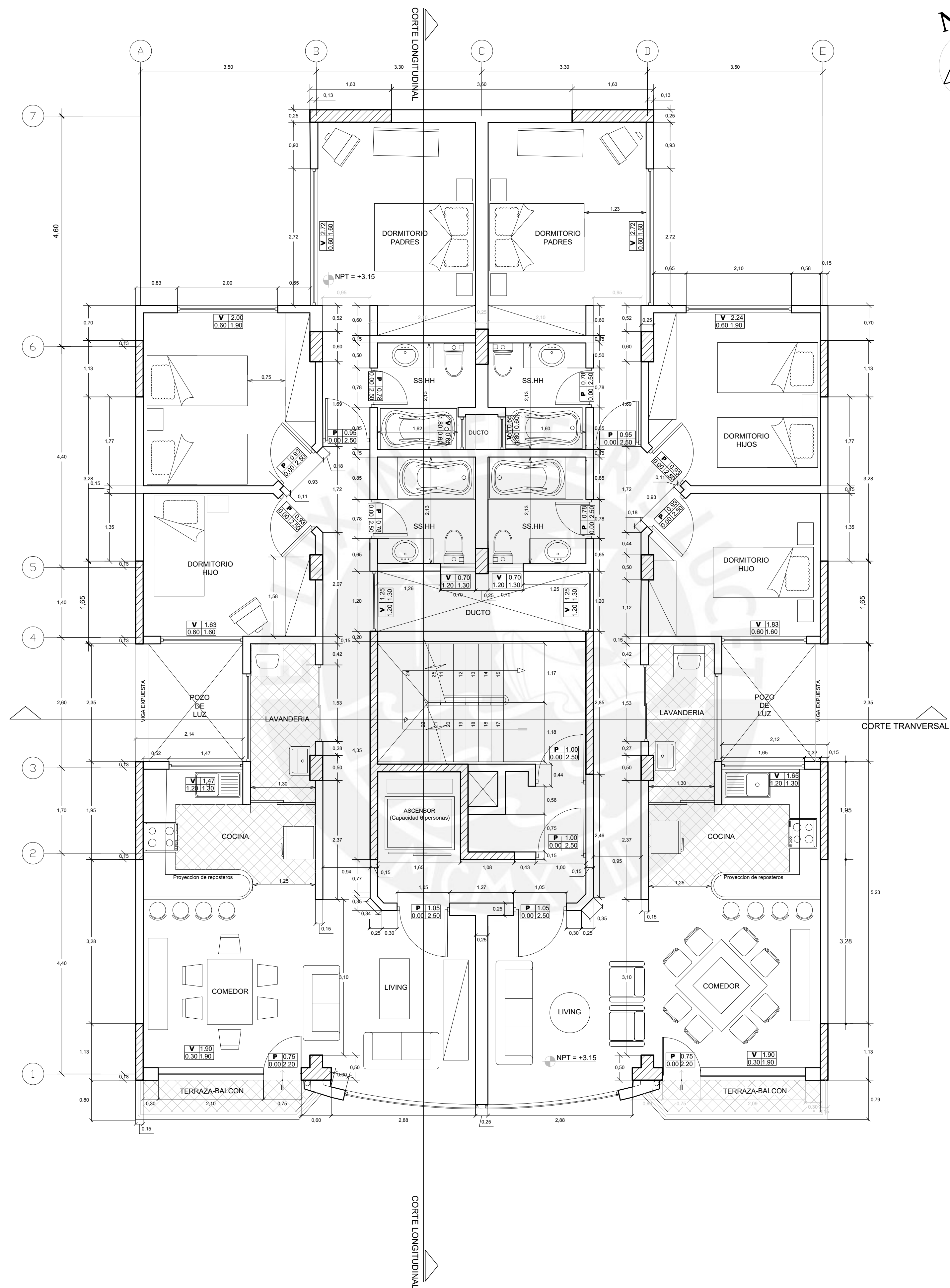




PLANO DE PLANTA - 1er. NIVEL

ESCALA : 1/50

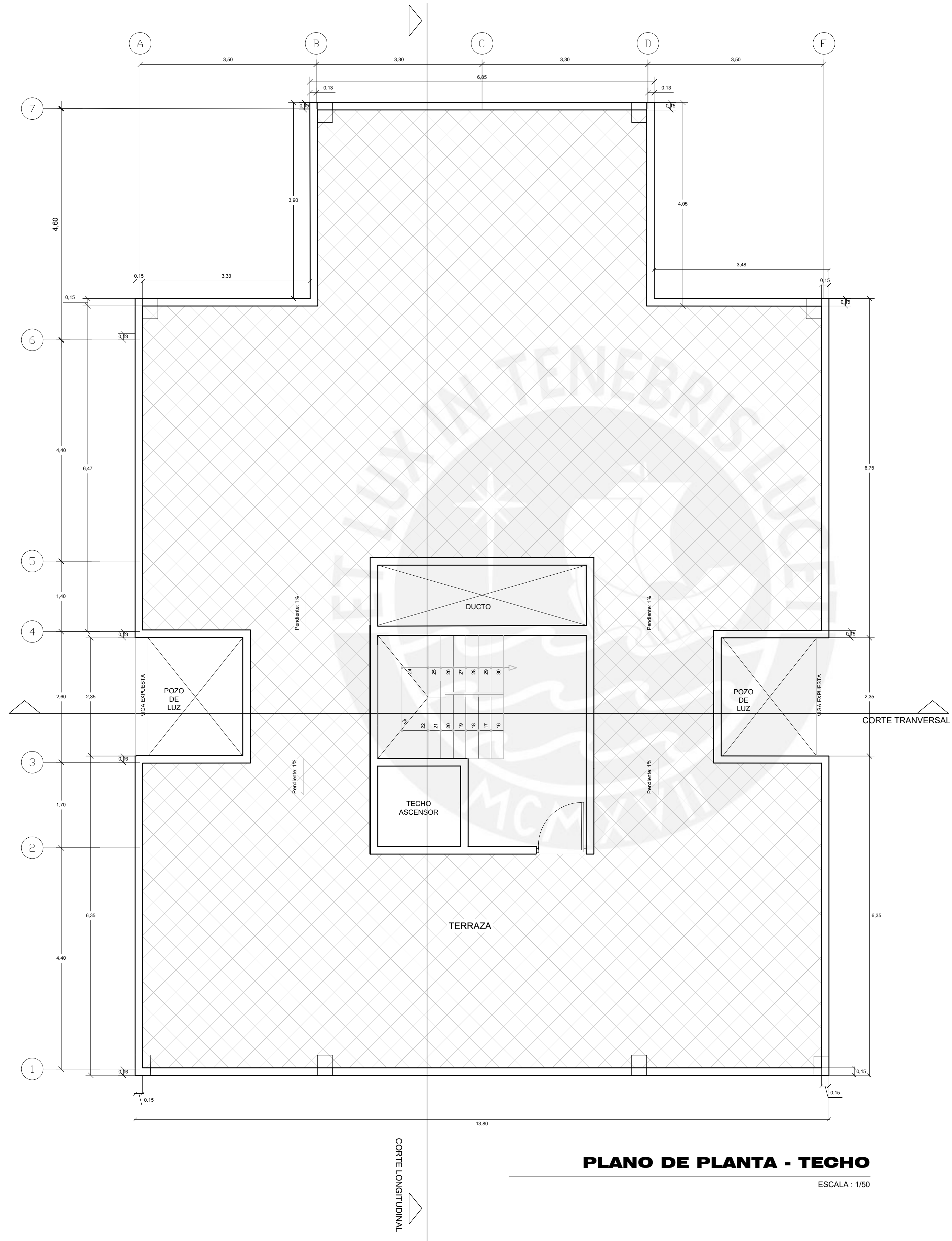
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: PLANTA PRIMER PISO			A-01
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:50	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



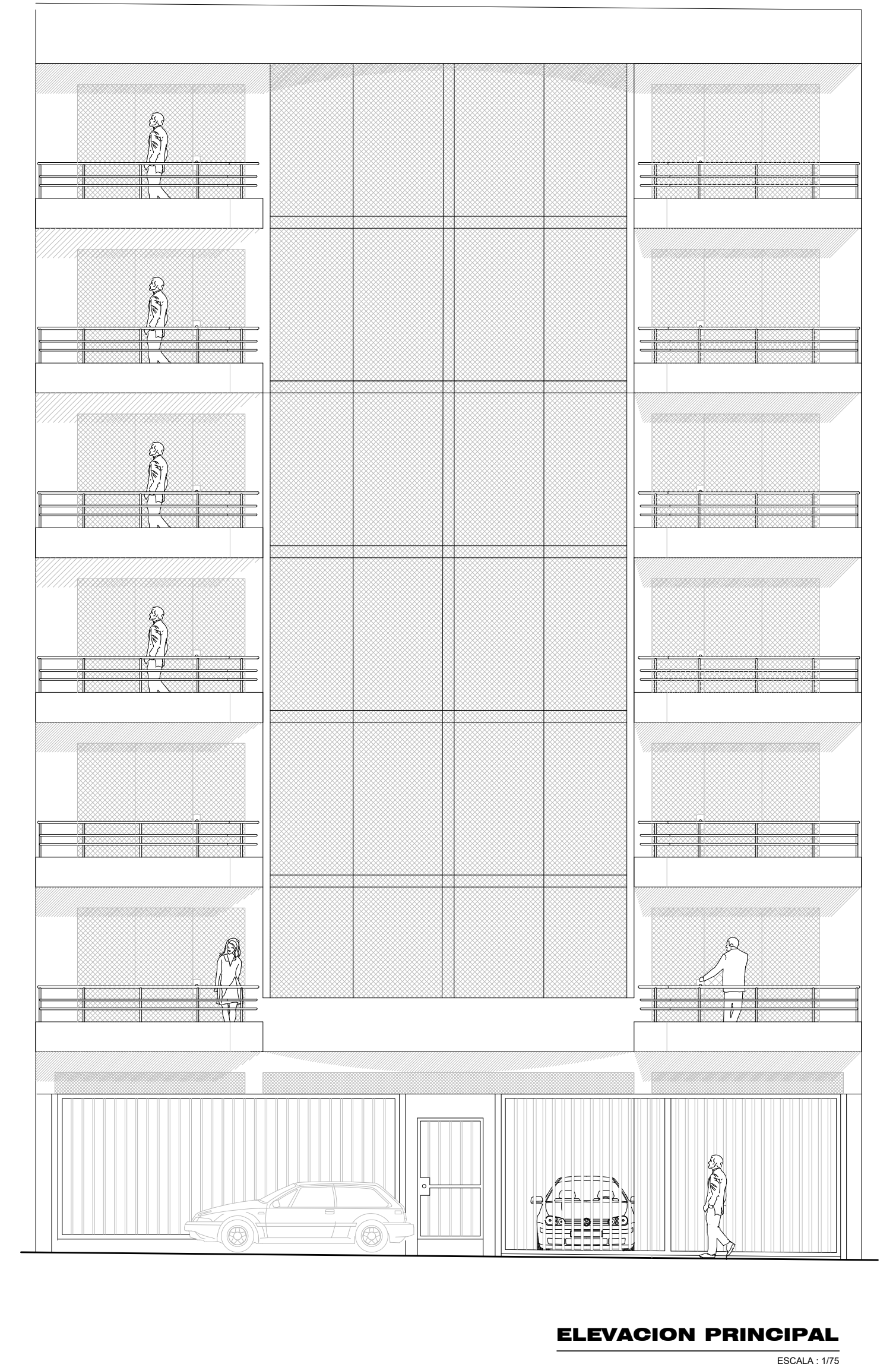
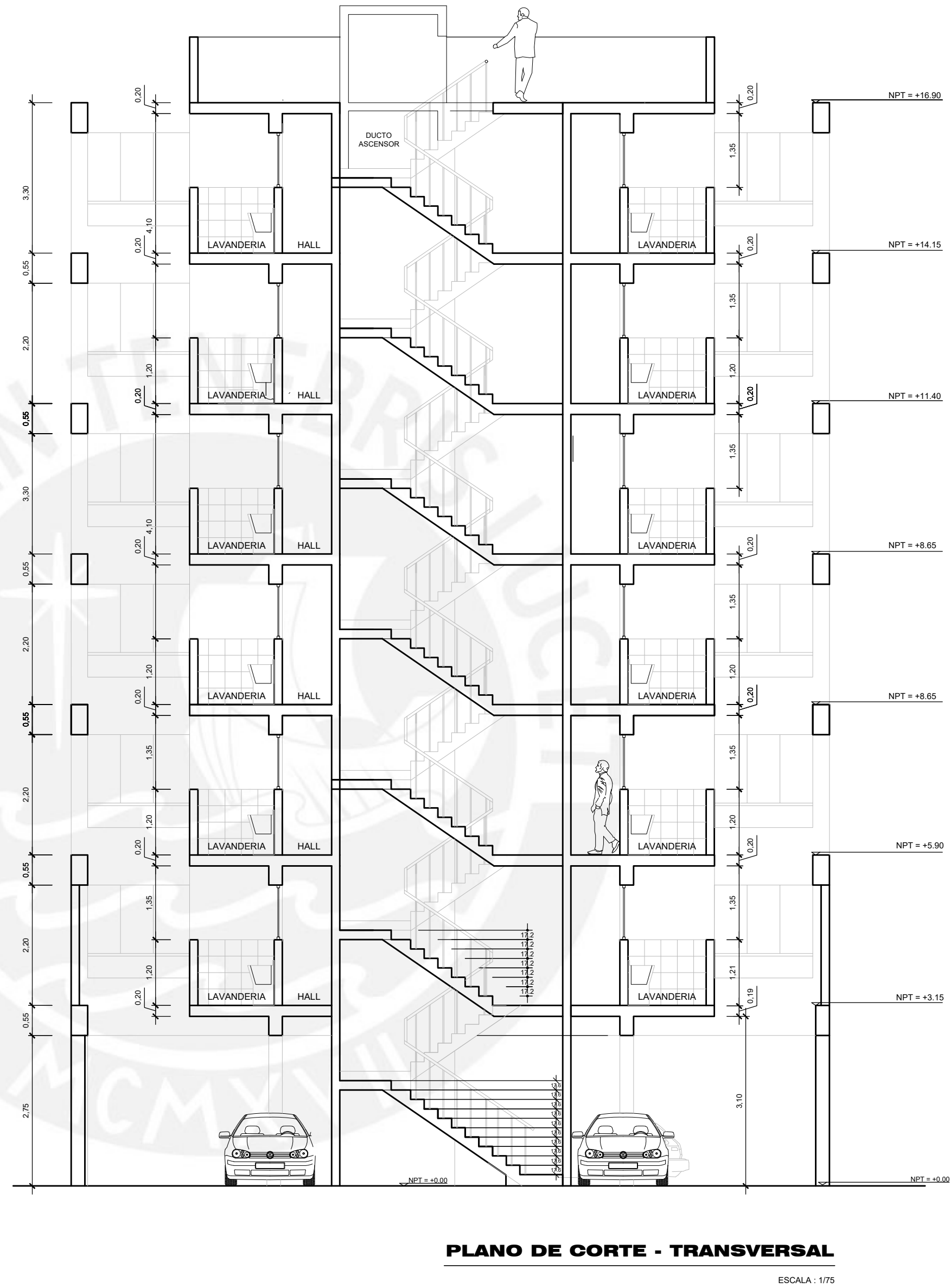
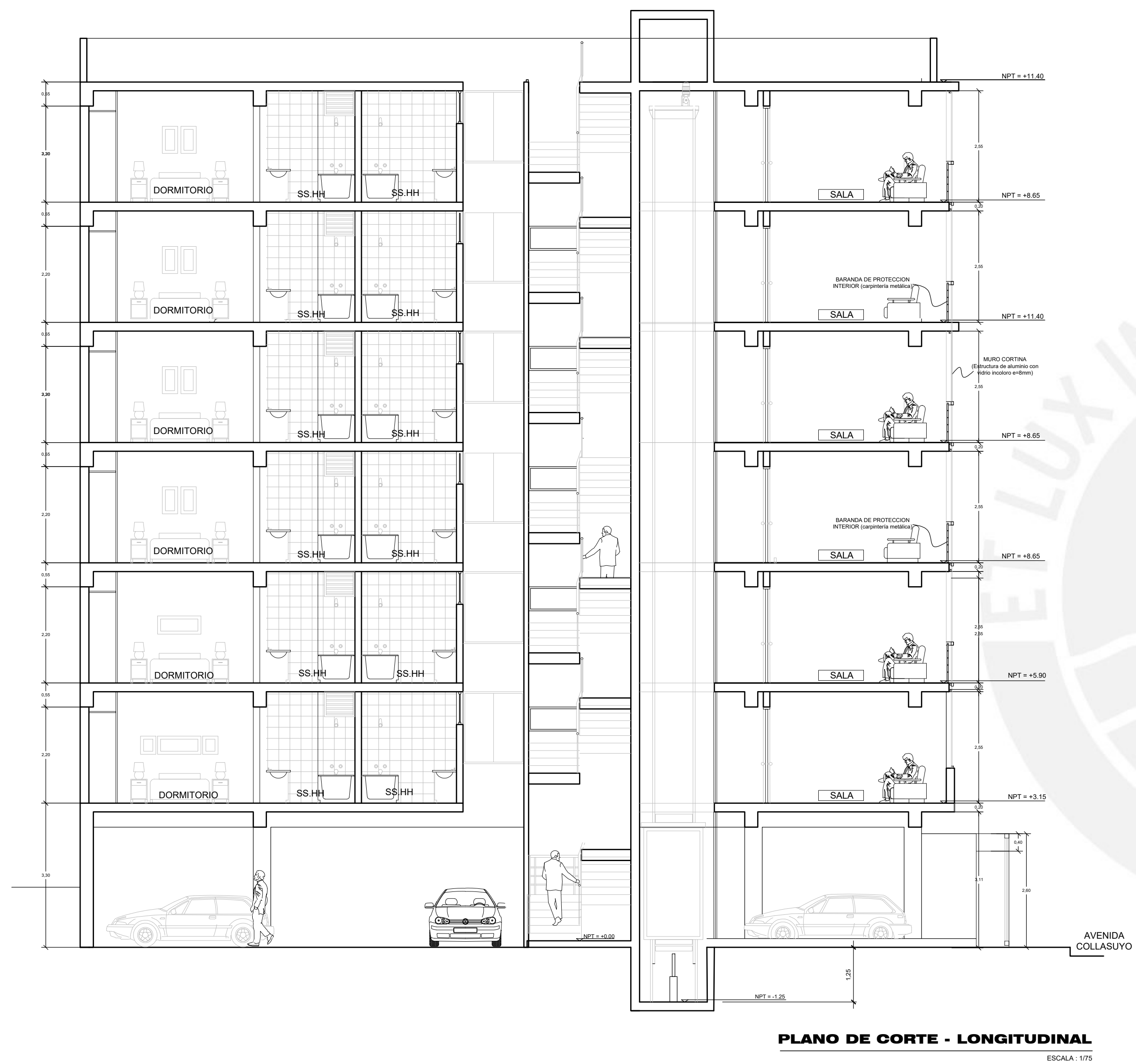
PLANO DE PLANTA - 2do al 7mo. NIVEL

ESCALA : 1/50

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: PLANTA PISO TÍPICO			A-02
DISEÑO/DIBUJO: JOSÉ OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:50	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSÉ ACERO MARTÍNEZ



PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: PLANTA AZOTEA			A-03
DISEÑO/DIBUJO: JOSÉ OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:50	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSÉ ACERO MARTÍNEZ



PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: CORTE LONGITUDINAL, TRANSVERSAL Y ELEVACIÓN PRINCIPAL			A-04
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:75	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:

XX: MUROS DE CONCRETO ARMADO

YY: MUROS DE CONCRETO ARMADO

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O

ESPECTRO DE DISEÑO:

-FACTOR DE ZONA (ZONA 2) : Z=0.25  
-FACTOR DE SUELO (TIPO S2) : S=1.2 Tp=0.6s TL=2.0s  
-FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) : U=1.0  
-FACTOR DE REDUCCION : Rx=6 (Muros) ; Ry=6 (Muros)

c) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS

DIR XX (Periodo en X=0.736 segundos)

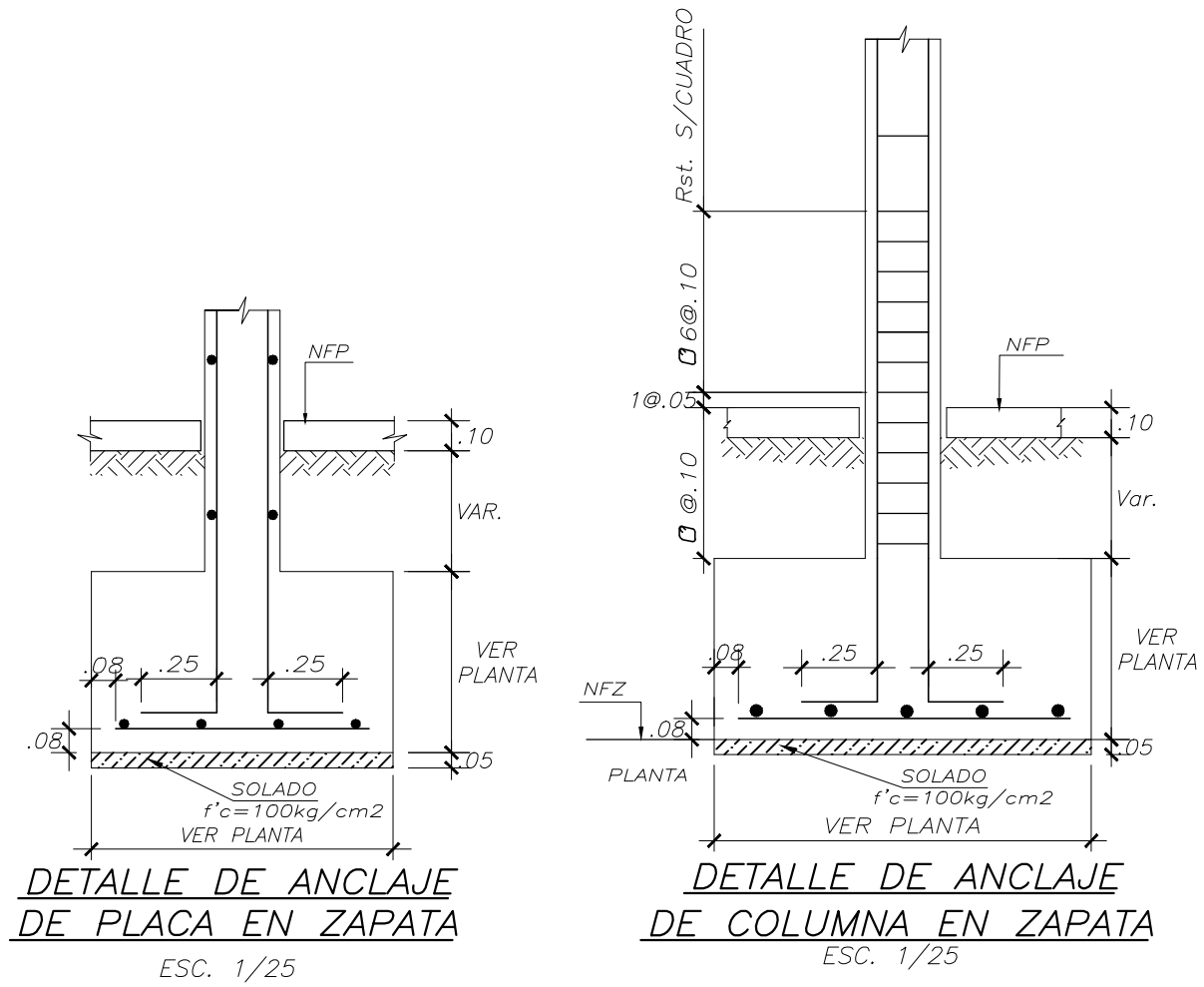
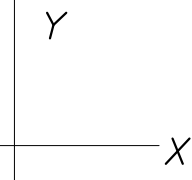
Δmax = 1.848 cm.

Δy/he = 0.0067 < 0.007

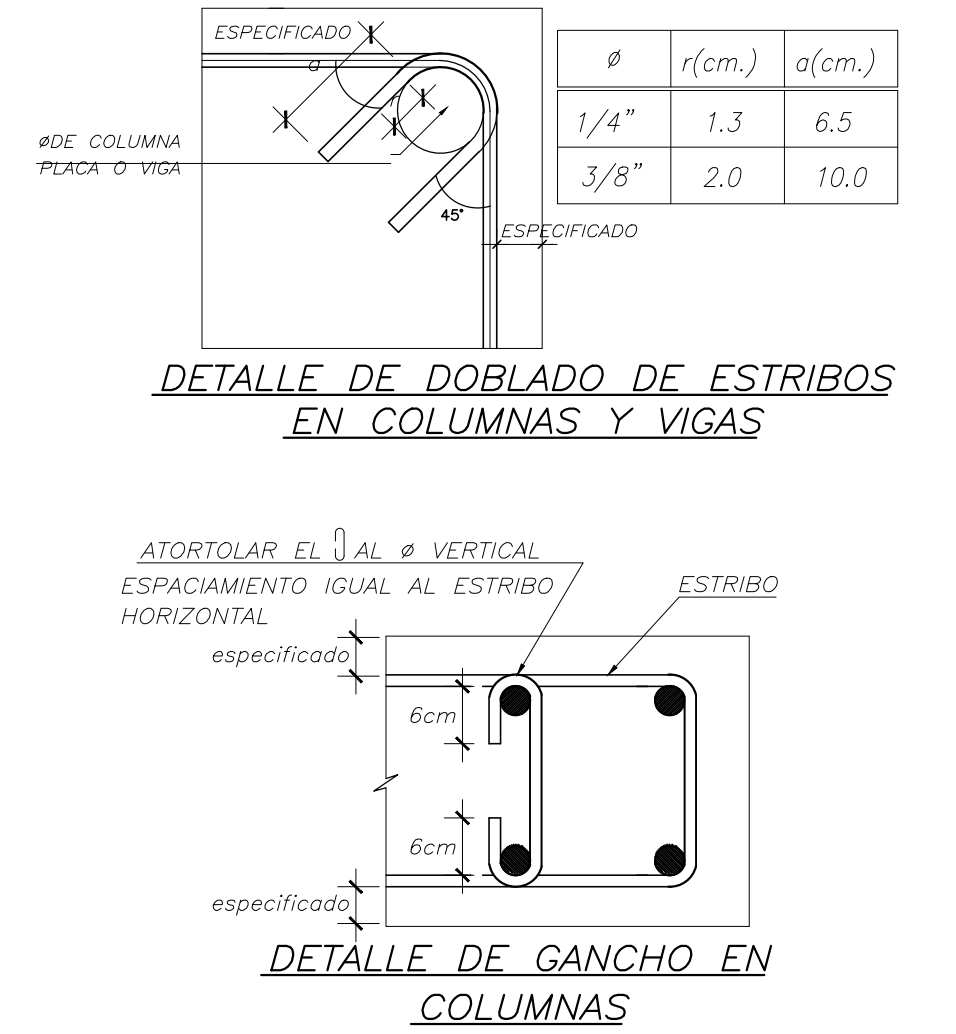
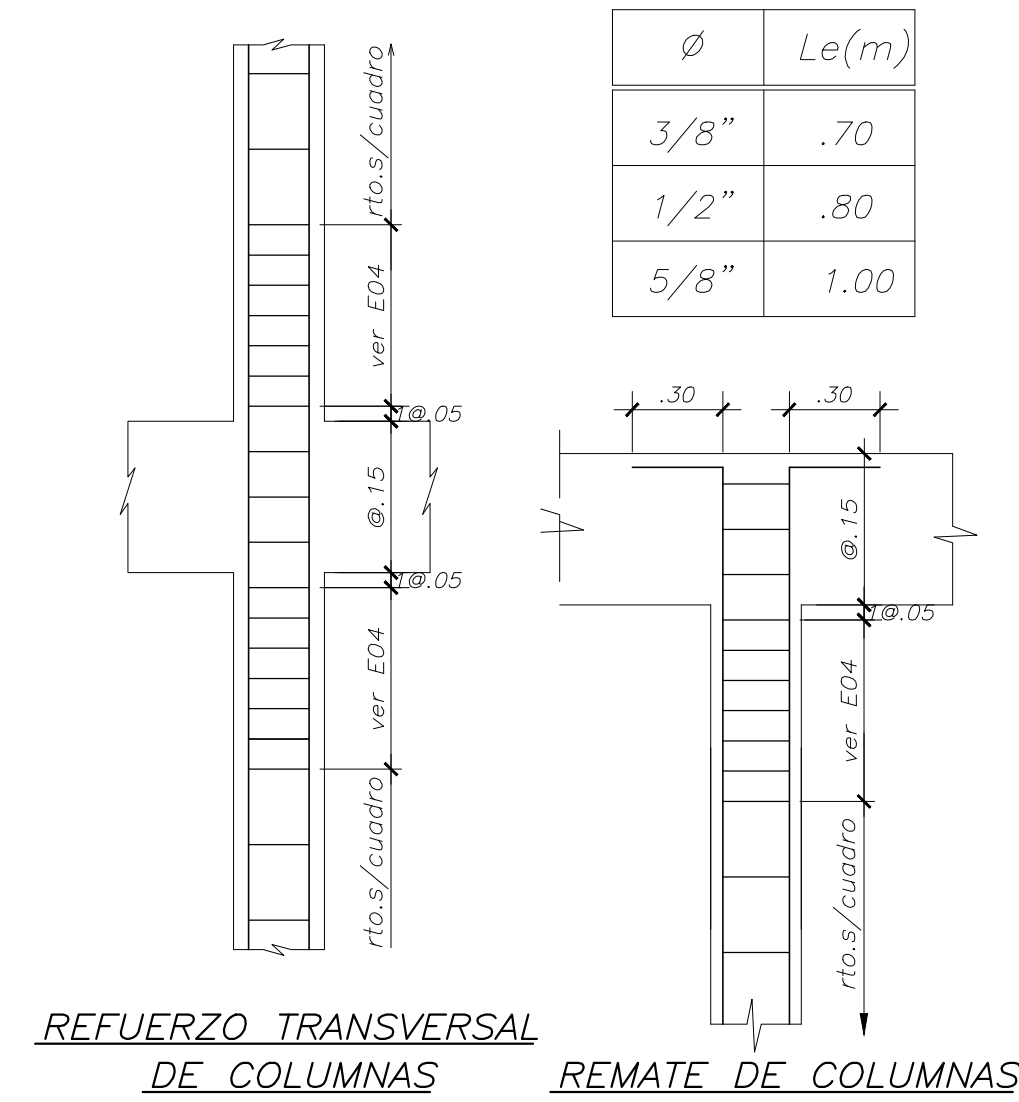
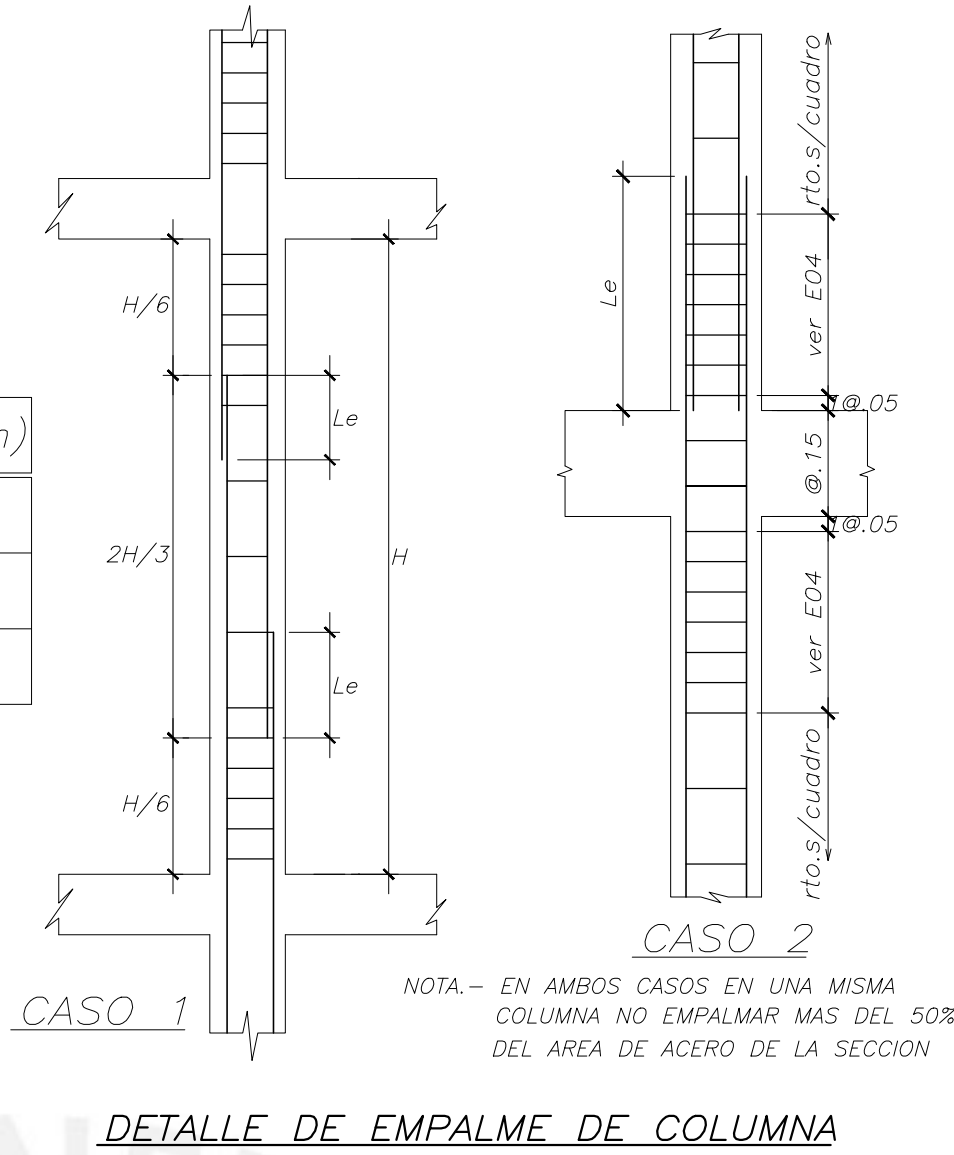
DIR YY (Periodo en Y=0.465 segundos)

Δmax = 1.007 cm.

Δy/he = 0.0037 < 0.007



Ø	Le(m)
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.60



ESPECIFICACIONES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO f'c = 210 kg/cm2  
CONCRETO CISTERNA f'c = 210 kg/cm2  
FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2  
SUELO wt = 1.00 kg/cm2

CONCRETO SIMPLE

CIMIENTO CORRIDO f'c= 140 Kg/cm2 + 30% P.G.  
(Tamaño máximo 6")  
SOBRECIMIENTO f'c= 140 Kg/cm2+25%P.M.  
(Tamaño máximo 3")  
FALSA ZAPATA MEZCLA CEMENTO : HORMIGON  
1:12+ 30% DE  
PIEDRA GRANDE (8" MAXIMO)

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS 8 cm.  
PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.  
VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (e=.15) 3 cm.  
VIGAS CHATAS 2.5 cm.  
LOSAS Y ALIGERADO 2 cm.  
MURO CISTERNA 4 cm.

MAMPOSTERIA CONFINADA

LADRILLO TIPO KING KONG INDUSTRIAL O SIMILAR, f'm = 65 kg/cm2

TABIQUERIA

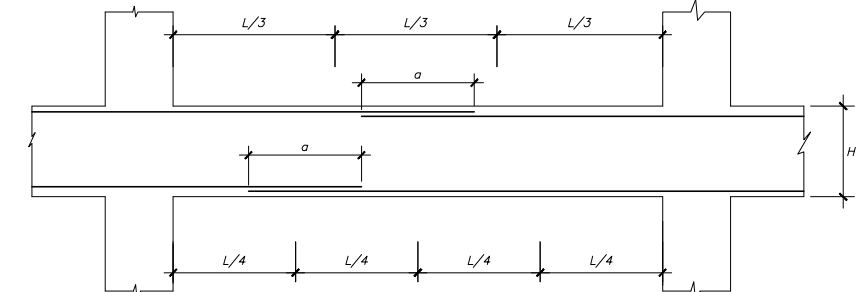
LADRILLO TIPO PANDERETA CON COLUMNAS DE ARRIOSTRAMIENTO  
(VER DETALLE)  
MORTERO (CEMENTO/ARENA) 1/5  
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Min.)  
ALTERNATIVAMENTE SE PUEDE USAR, TABIQUERIA TIPO P-10

SOBRECARGAS (s/c)

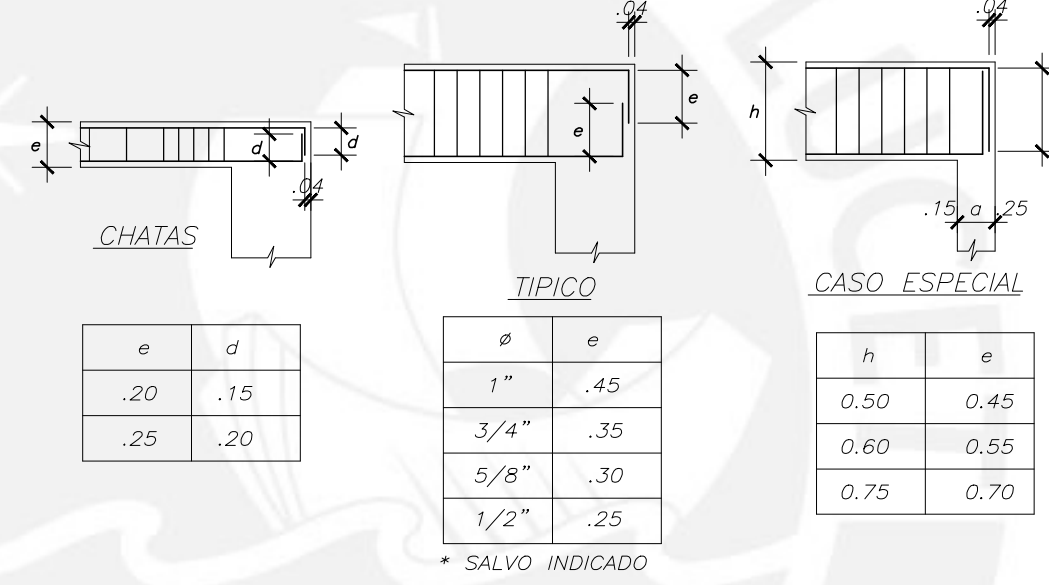
VIVIENDAS, ESCALERAS Y CORREDORES 200 Kg/m2  
AZOTEA 100 Kg/m2

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

NORMA E.020 CARGAS  
NORMA E.030 DISEÑO SISMORESISTENTE  
NORMA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES  
NORMA E.060 CONCRETO ARMADO  
NORMA E.070 ALBAÑILERIA



VALORES DE a			
#	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
3/8"	.40	.45	
1/2"	.40	.50	
5/8"	.50	.60	
3/4"	.60	.75	



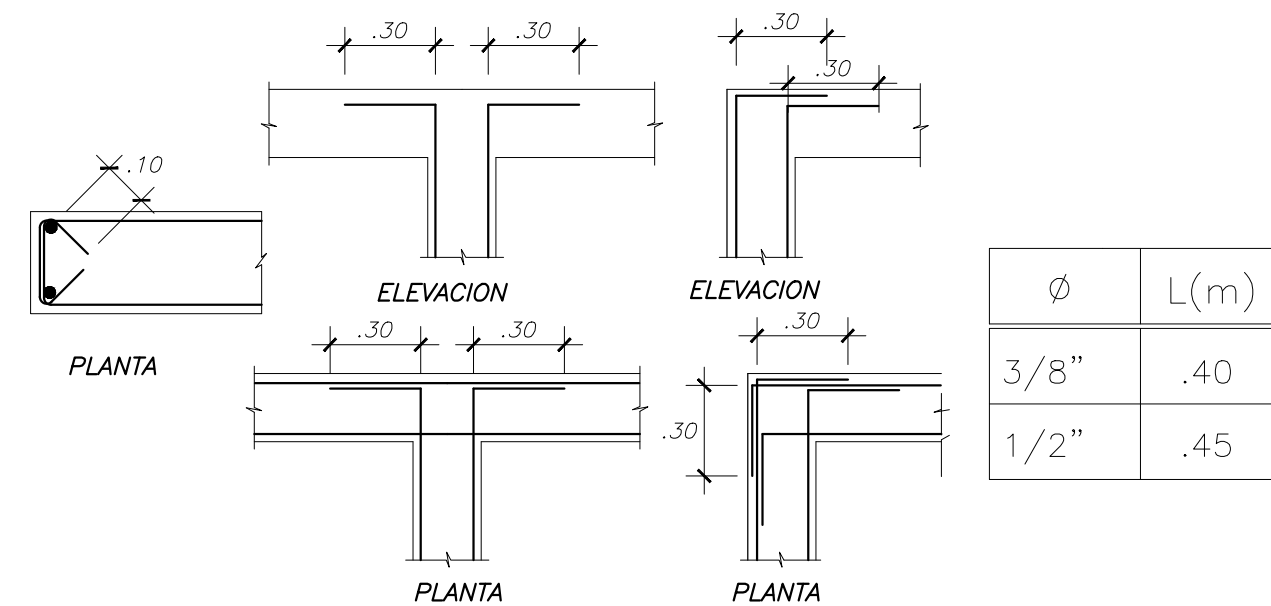
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA:-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.  
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

DETALLE DE ANCLAJE



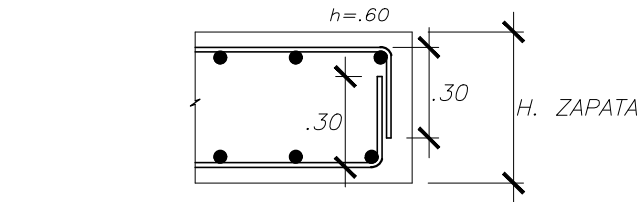
DETALLE DE TRASLAP DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACA Y MURO



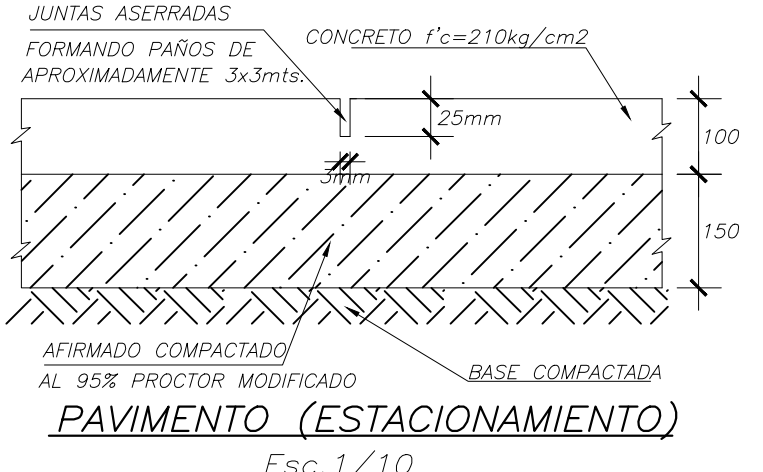
Ø	L(m)
3/8"	.40
1/2"	.45

DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO EN PLACA y MUROS

ESC. 1/25



DETALLE DE ANCLAJE DE EXTREMOS EN ZAPATAS COMBINADAS



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas Zapatas combinadas y cimientos corridos  
ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION : Grava pobremente gradada (GP)

PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION : -2.10 m

PRESION ADMISIBLE CONSIDERADA : 2.00 kg/cm2

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : No agresivo (usar cemento tipo I)

RECOMENDACIONES ADICIONALES :

1) Se requiere cama de asiento de afirmado para losa con un espesor de 0.20m. compactada.  
La subrasante será compactada al 95% de la Máxima Densidad Seca del ensayo de Proctor Modificado (MDSPM).  
La cama asiento de afirmado para la losa será compactada al 100% de MDSPM.  
2) Se deberá contar con un drenaje apropiado, de tal forma, de mantener la humedad, a la cual se realizaron los ensayos de este estudio y no variar las condiciones mecánicas del suelo de fundación.

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO

LAMINA:

PLANO: ESPECIFICACIONES Y DETALLES ESTRUCTURALES TÍPICOS

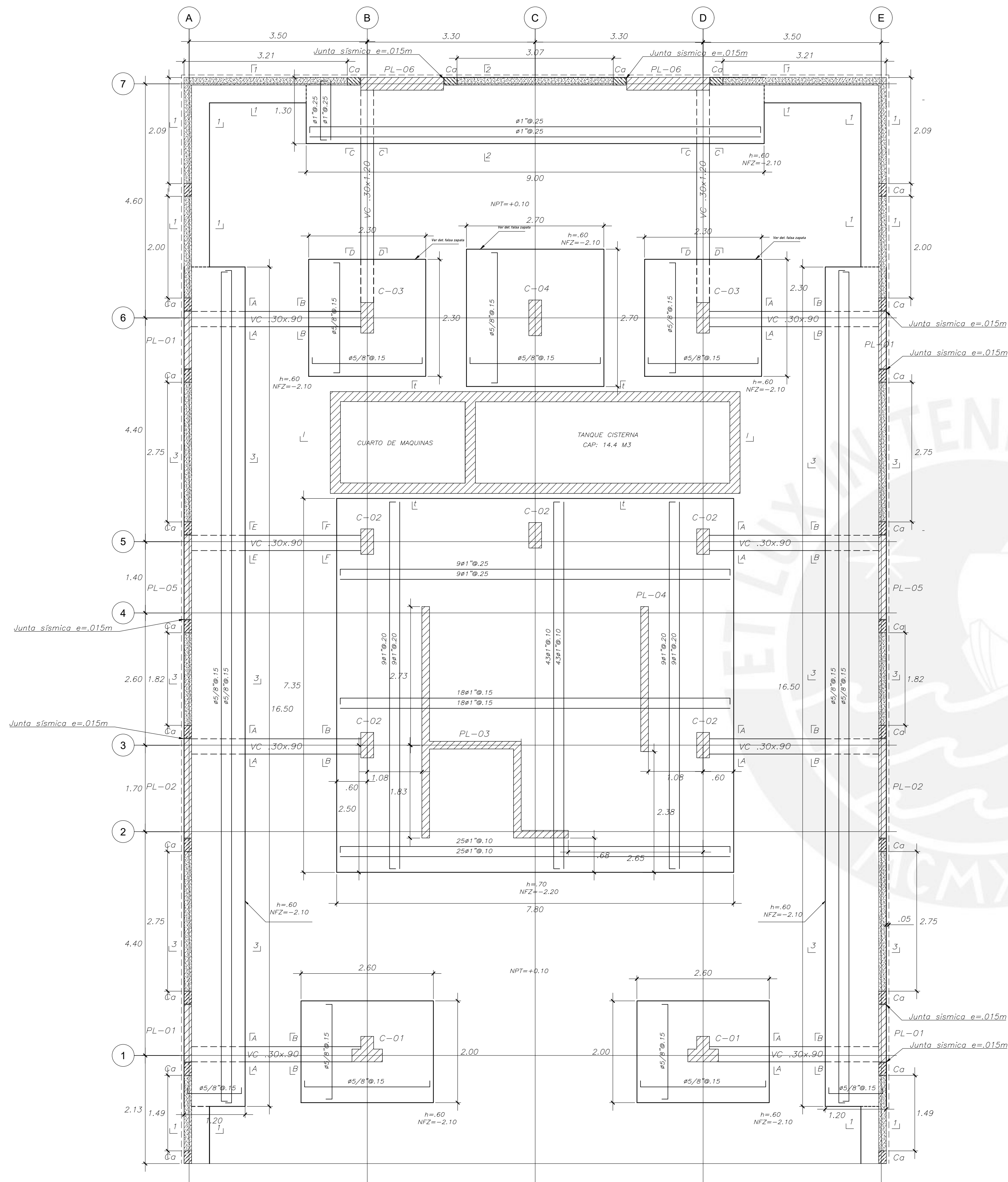
E-01

DISEÑO/DIBUJO: JOSÉ OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ

ESCALA: 1:50

FECHA: SEP - 2020

REVISADO: JOSÉ ACERO MARTÍNEZ

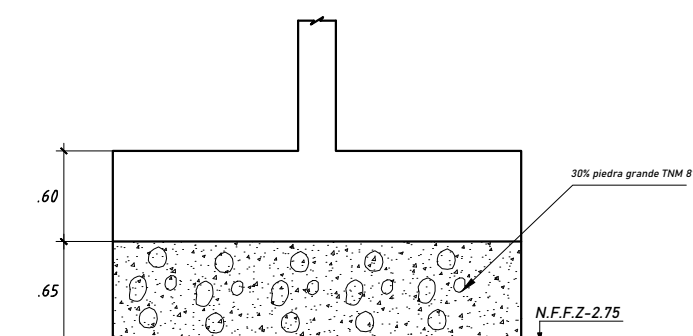


**CIMENTACIÓN**  
ESC. 1/50

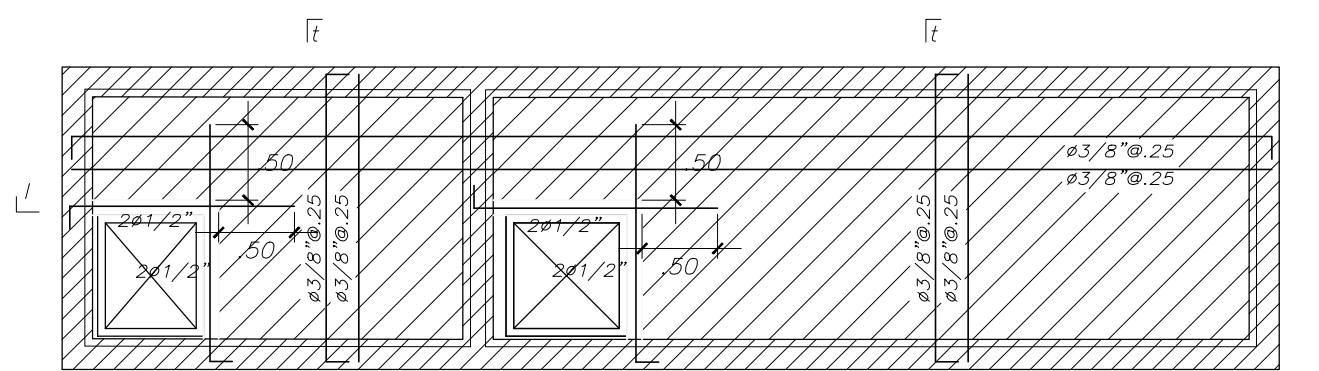
- 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA
  - 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
  - 3) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRAVA PROFUNDIZAR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMIGON: 1:12+30%P.G.(Tamaño maximo 8")
- MURO DE ALBAÑILERIA CONFINADA  
■ MURO DE CONTENCIÓN  
■ COLUMNA, PLACA O MURO DE CISTERNA  
--- DELIMITACION DE PROPIEDAD  
--- EJES DE COLUMNAS

**LEYENDA**

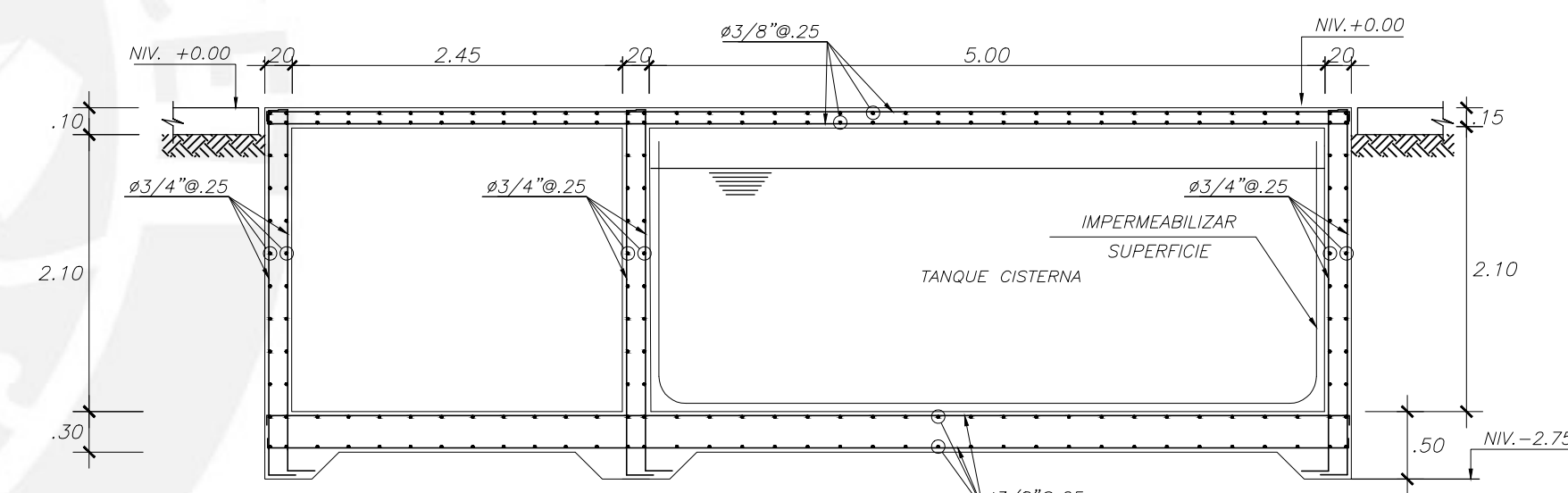
NFP. = NIVEL FALSO PISO  
NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA  
NFC. = NIVEL FONDO CIMIENTO



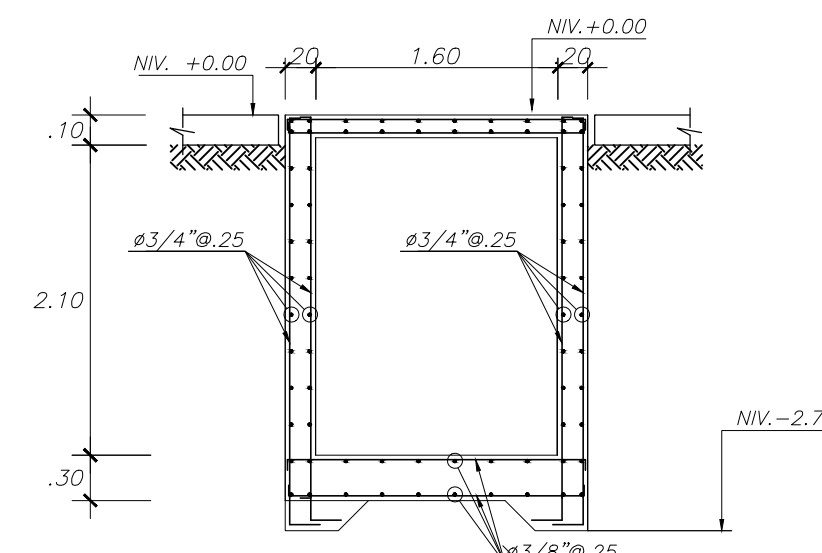
**Det. Falsa zapata**  
ESC. 1/50



**ENCOFRADO TECHO DE CISTERNA**  
LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m2  
ESC. 1/50



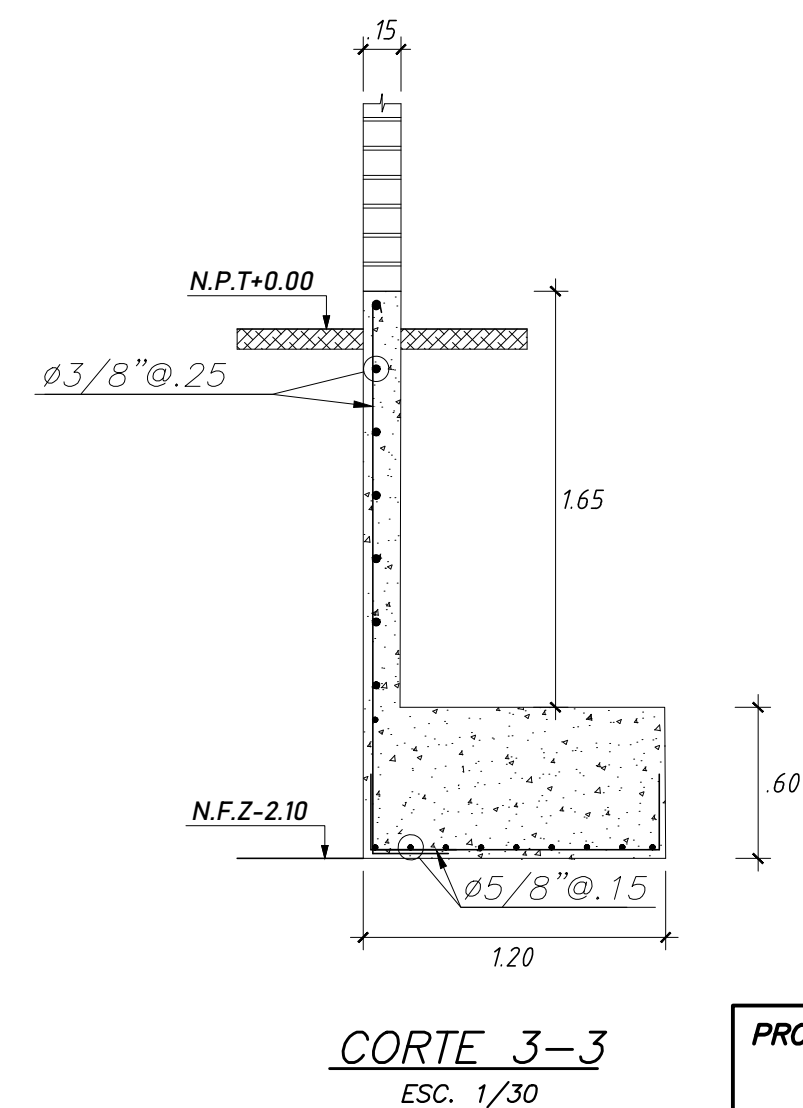
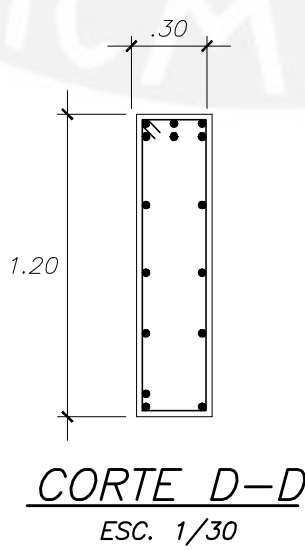
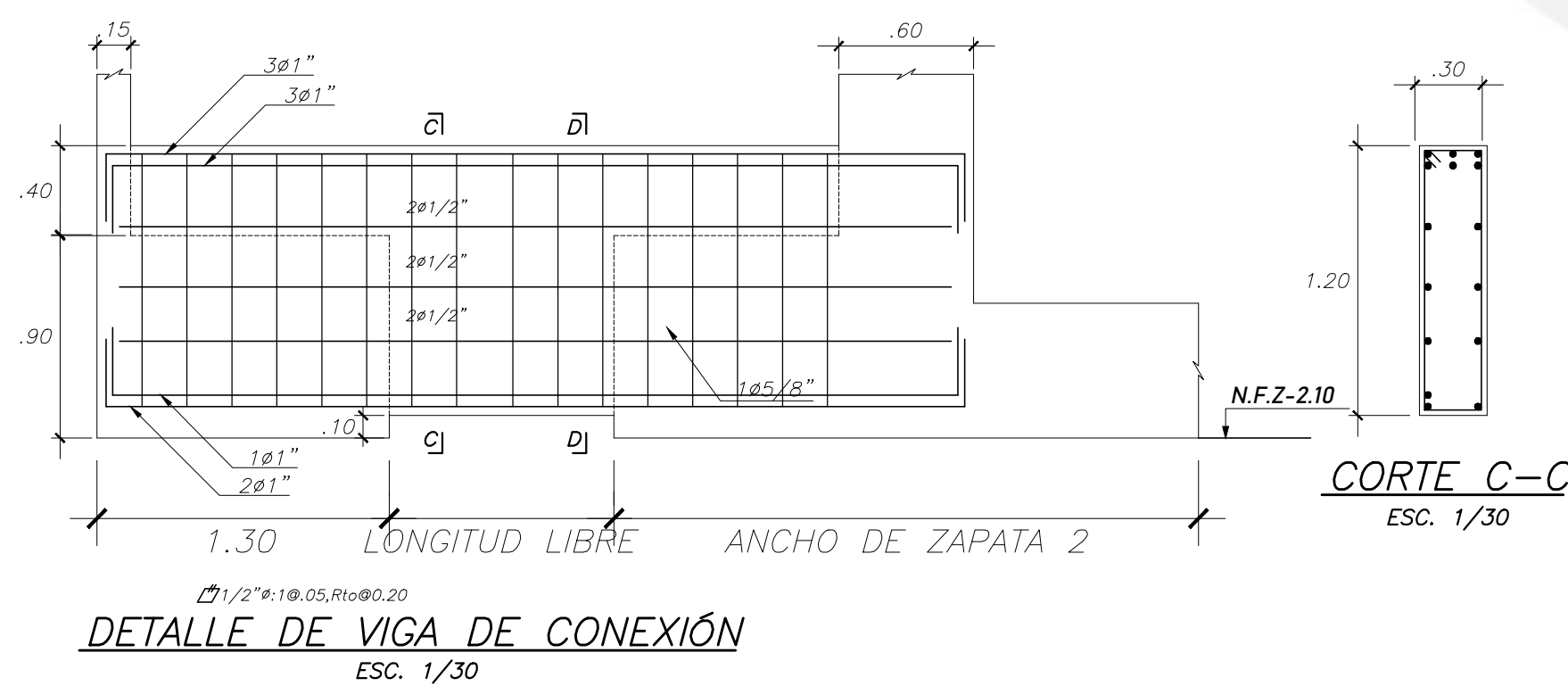
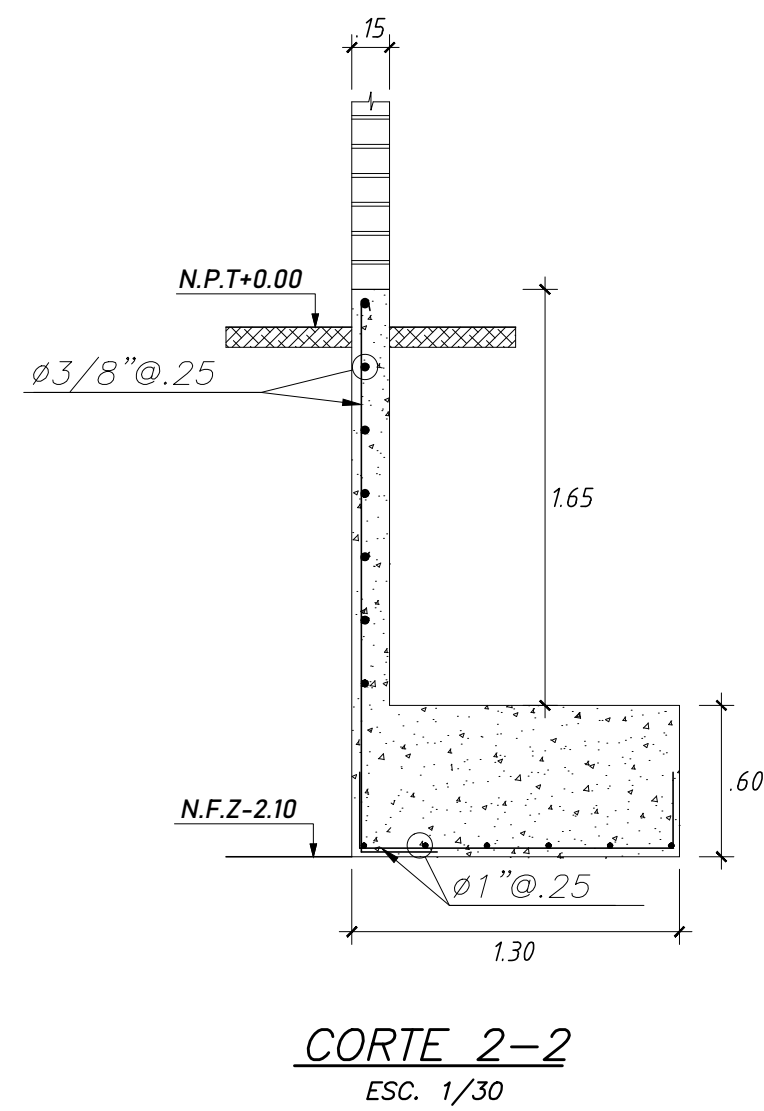
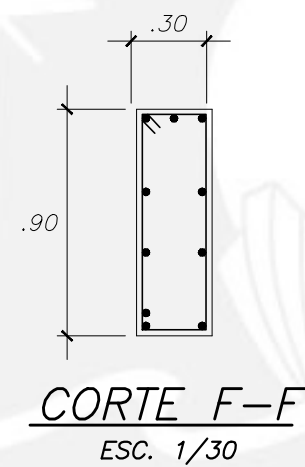
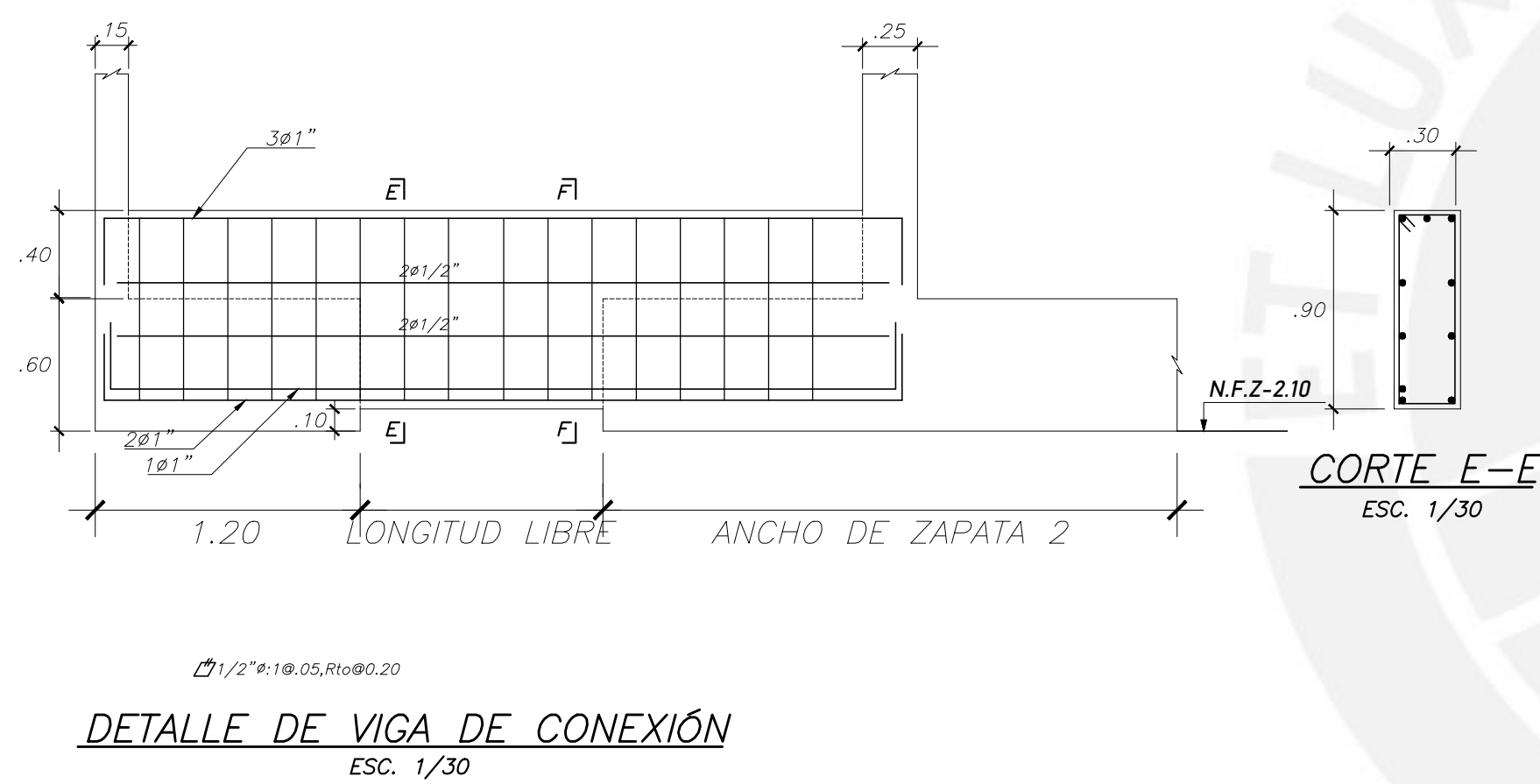
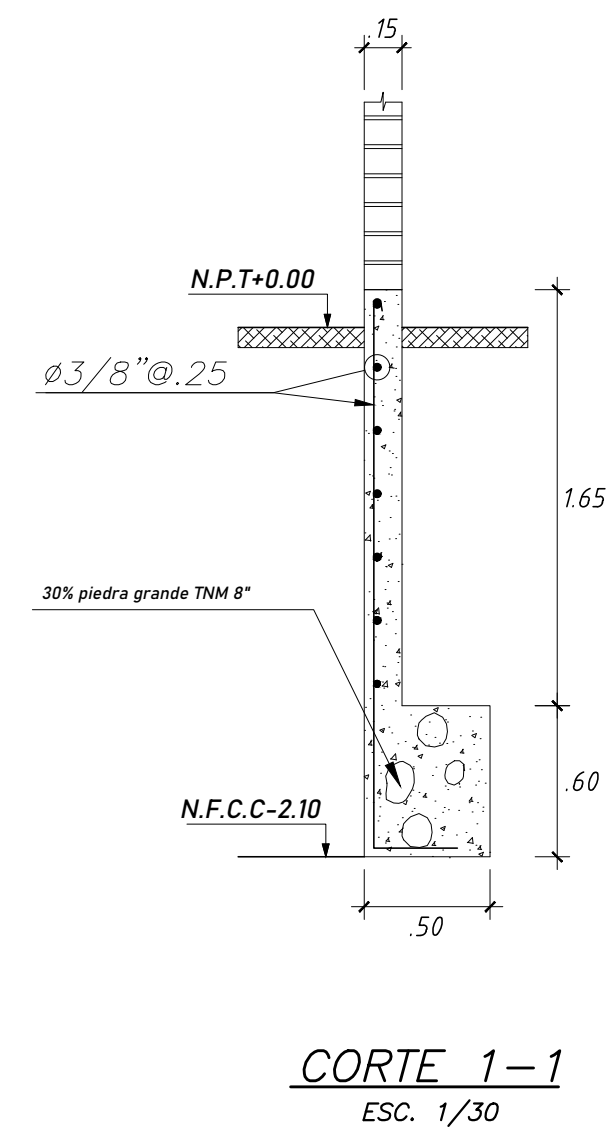
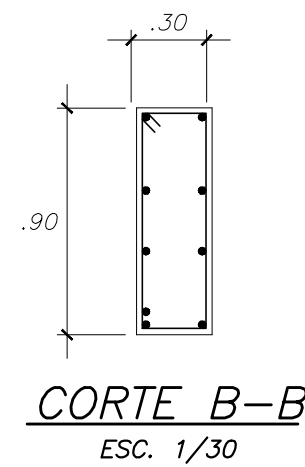
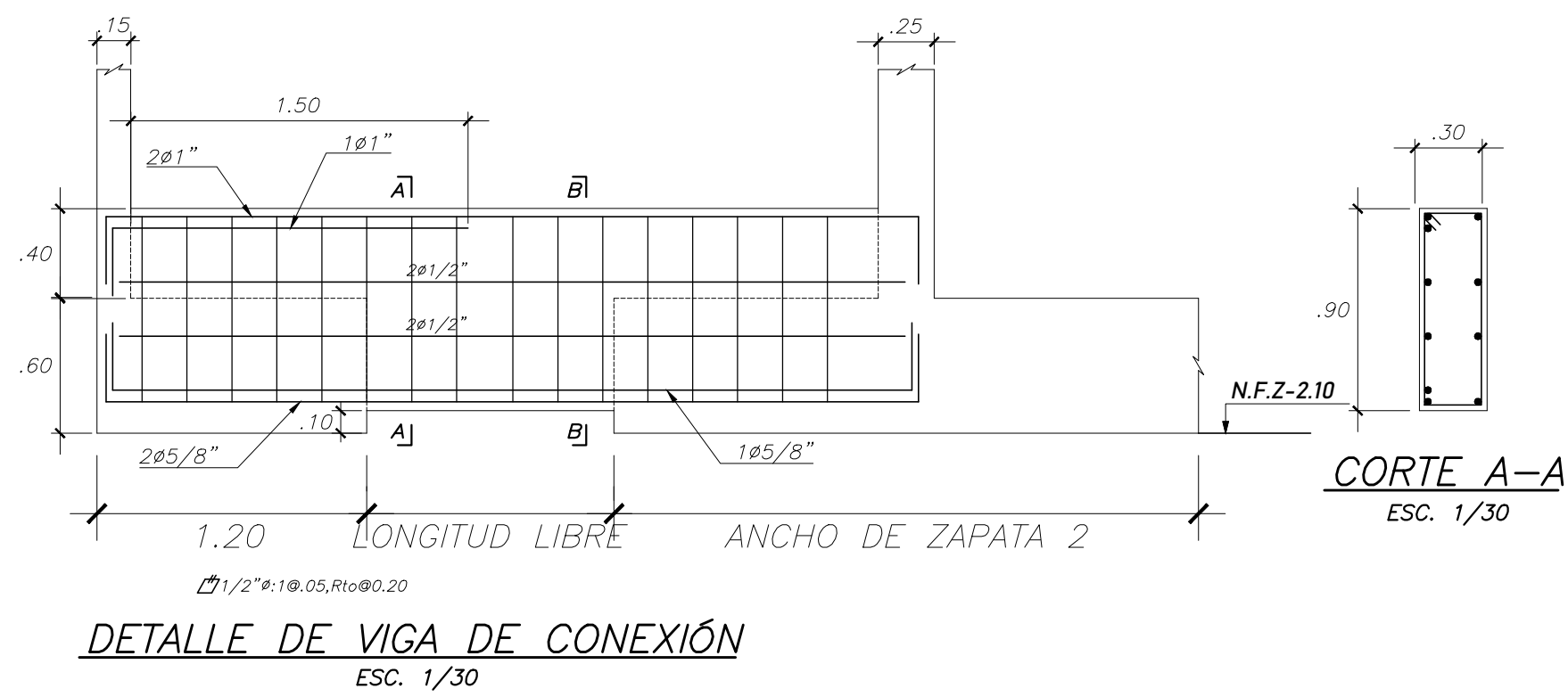
**SECCIÓN LONGITUDINAL I-I**  
ESC. 1/50



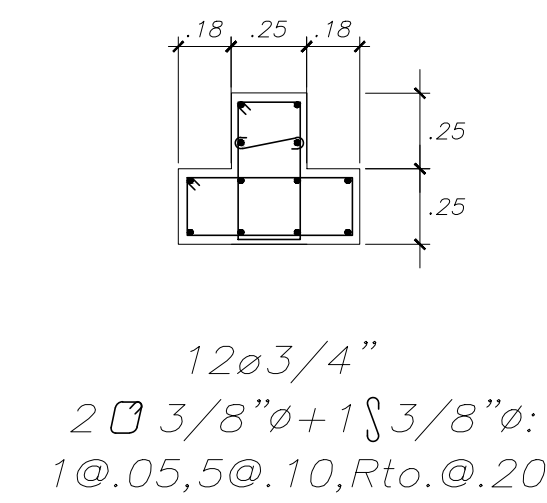
**SECCIÓN TRANSVERSAL t-t**  
ESC. 1/50

**DETALLES CISTERNA**

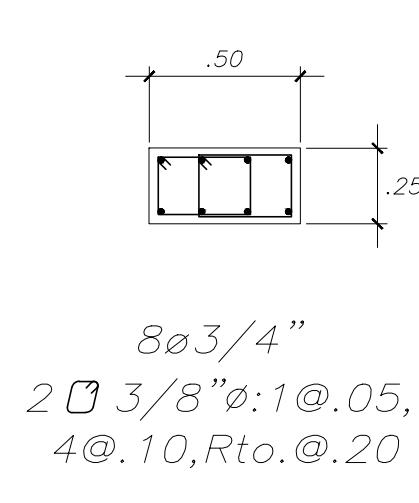
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: CIMENTACIONES Y DETALLES CISTERNA			E-02
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:50	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



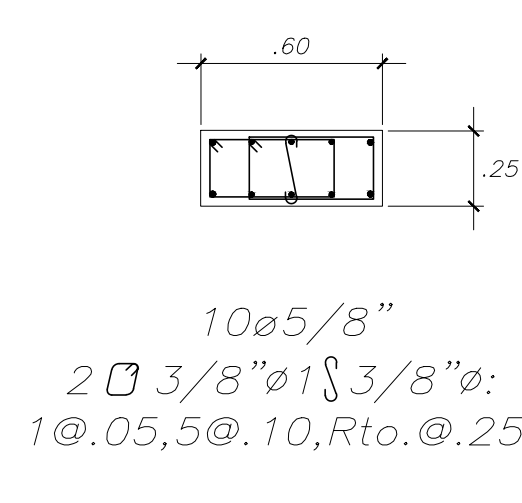
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: CORTES DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN			E-03
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:30	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



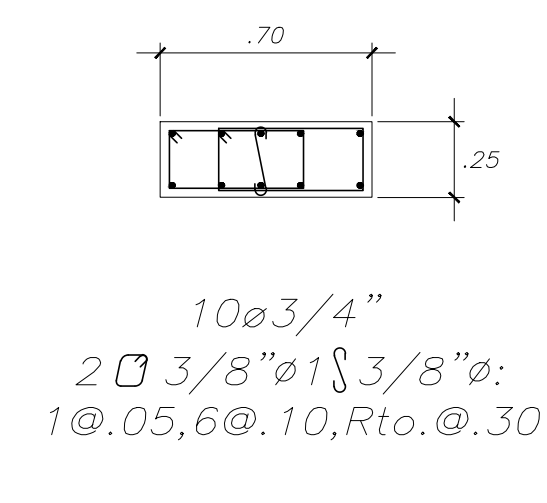
C-01  
ESC. 1/25



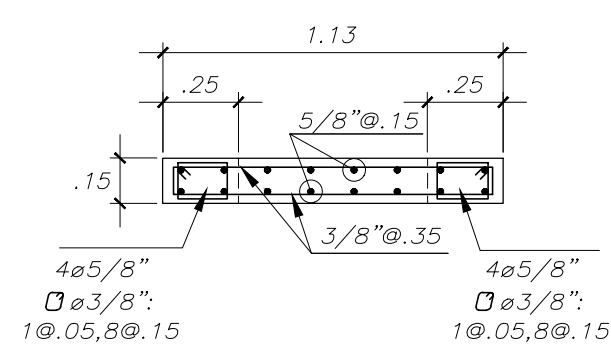
C-02  
ESC. 1/25



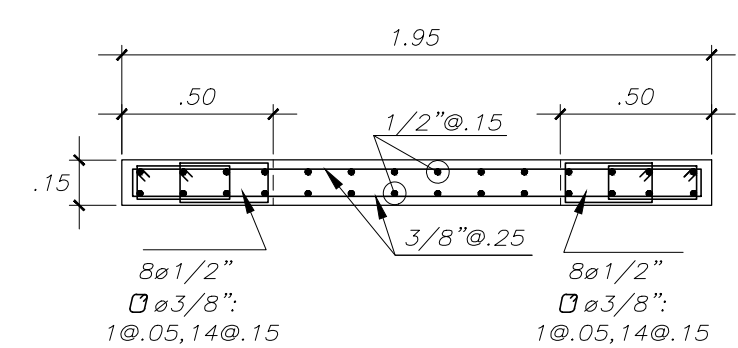
C-03  
ESC. 1/25



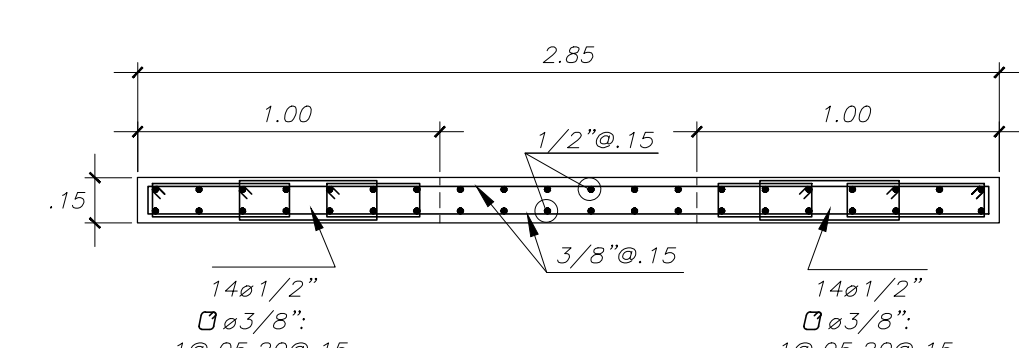
C-04  
ESC. 1/25



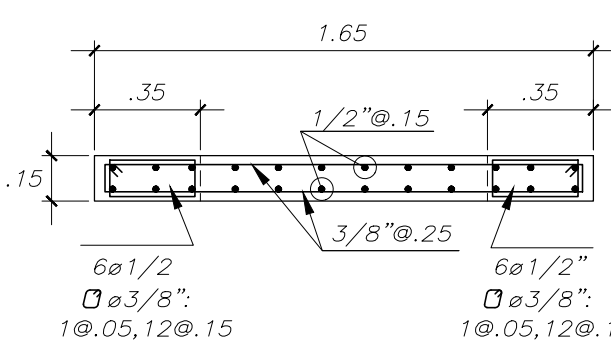
PL-01  
ESC. 1/25



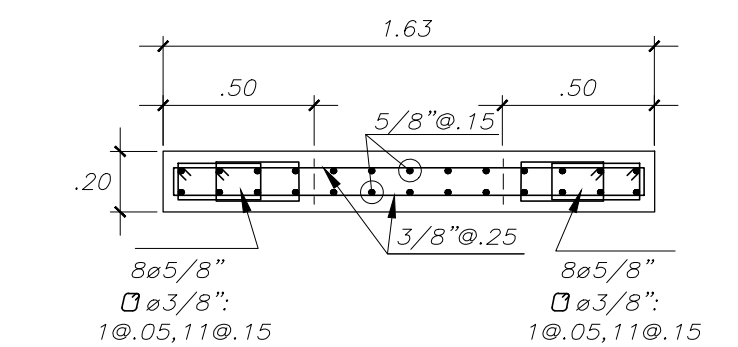
PL-02  
ESC. 1/25



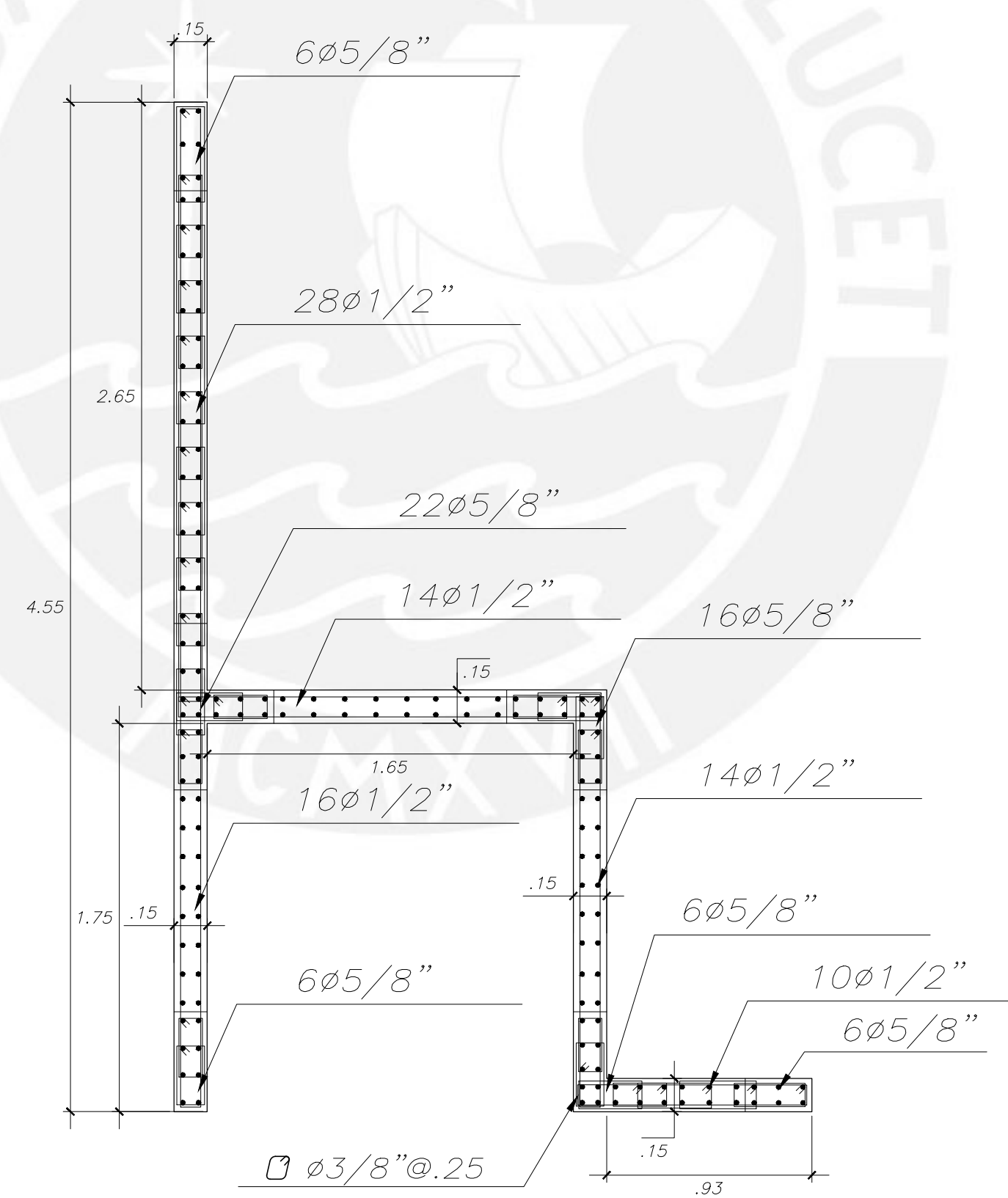
PL-04  
ESC. 1/25



PL-05  
ESC. 1/25



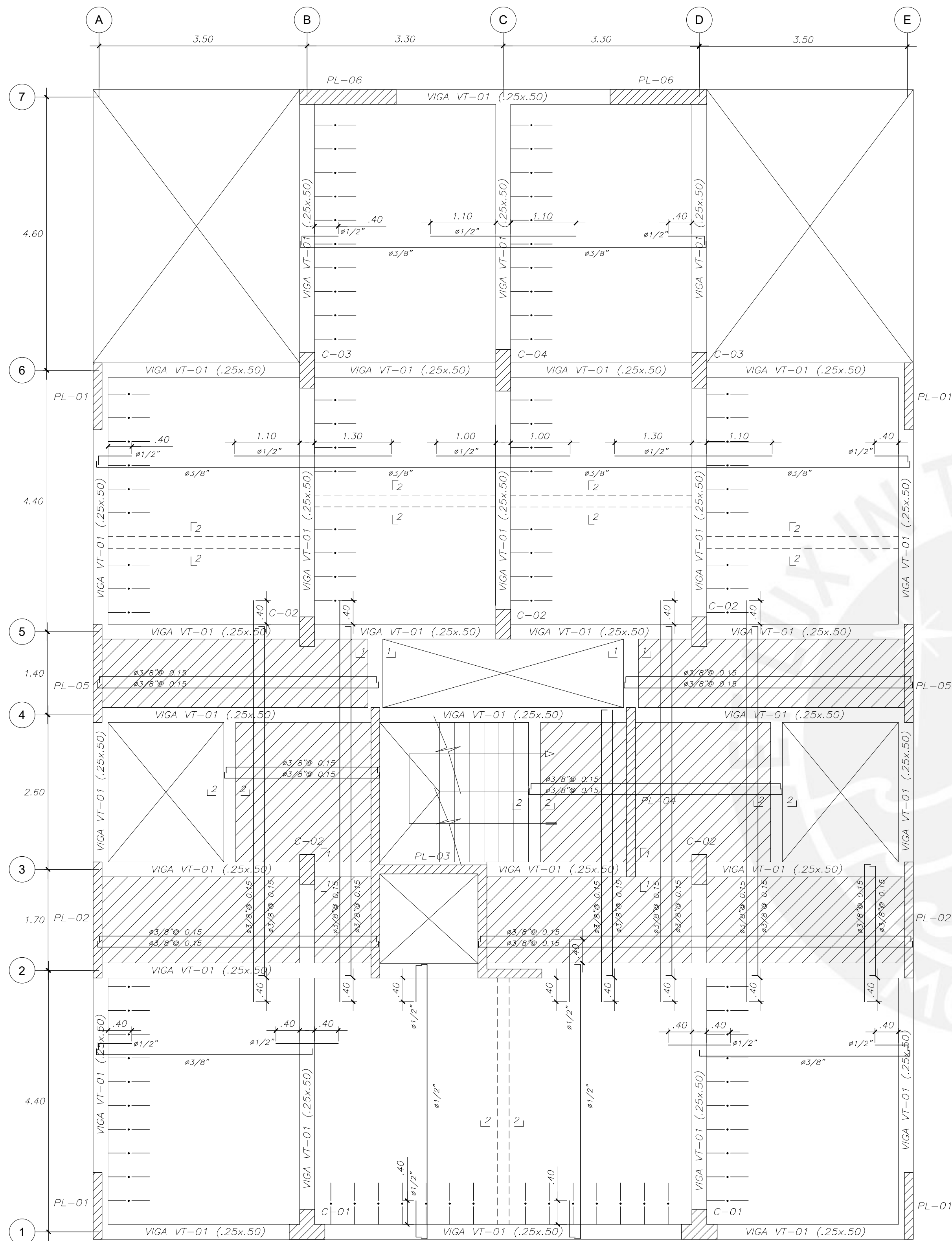
PL-06  
ESC. 1/25



PL-03  
ESC. 1/25

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: PLACAS Y COLUMNAS			E-04
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:25	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ





### ENCOFRADO PISO TÍPICO

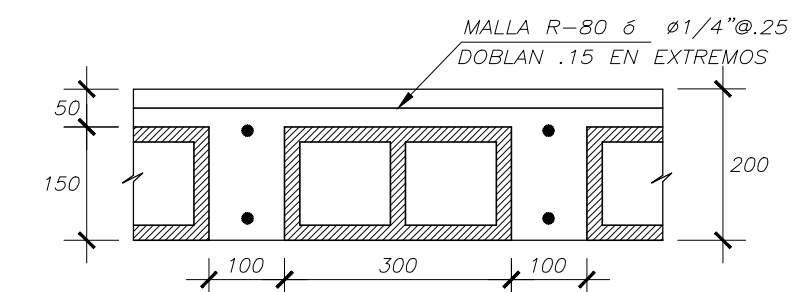
ALIGERADO  $H=0.20$ ,  $S/C=200$  Kg/m<sup>2</sup>  
LOSA MACIZA  $H=0.20$ ,  $S/C=200$  Kg/m<sup>2</sup>

ESC. 1/50

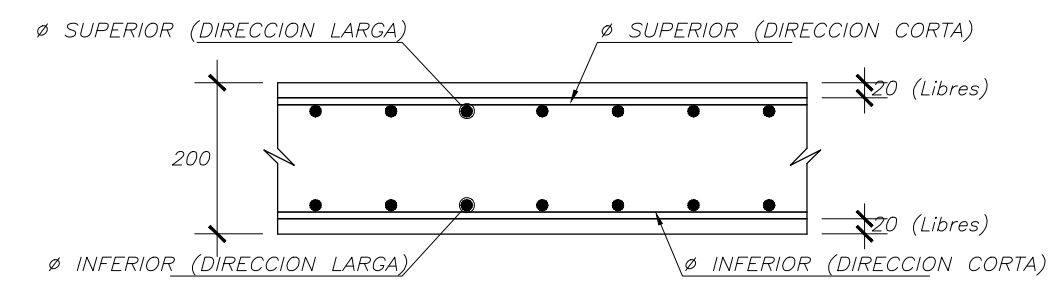
MURO DE CONCRETO O COLUMNA

### Leyenda

	Aligerado $h=.20$		Viga peraltada $0.25 \times 0.50$
	Losa maciza $h=.20$		Viga chata $0.20 \times 0.20$
	Muro de concreto o columna		



ALIGERADO  $h=.20$  mt.  
ESC 1/10



DETALLE TIPICO LOSA  $h=.20$   
ESC 1/10



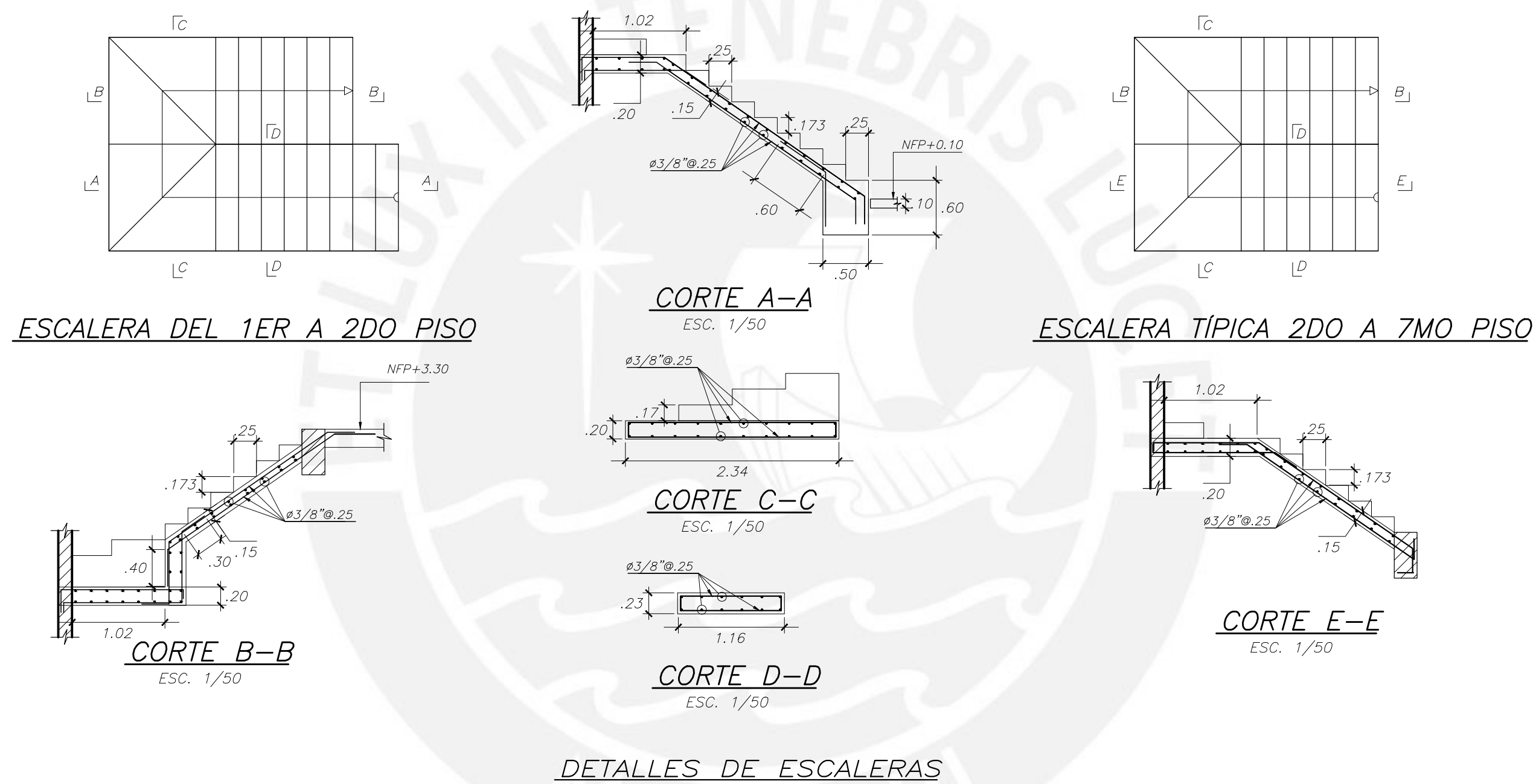
4ø5/8"  
3/8"ø:1@.05,  
8@.10,Rto.@.25

CORTE 1-1  
ESC. 1/25

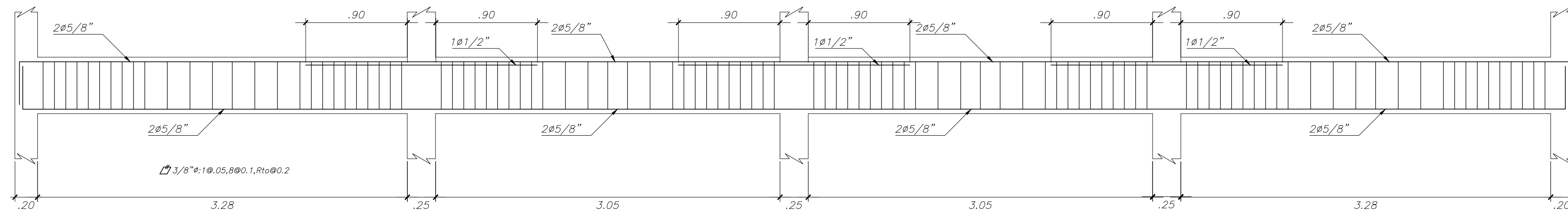
4ø3/8"  
1/4"ø:1@.05,  
4@.10,Rto.@.25

CORTE 2-2  
ESC. 1/25

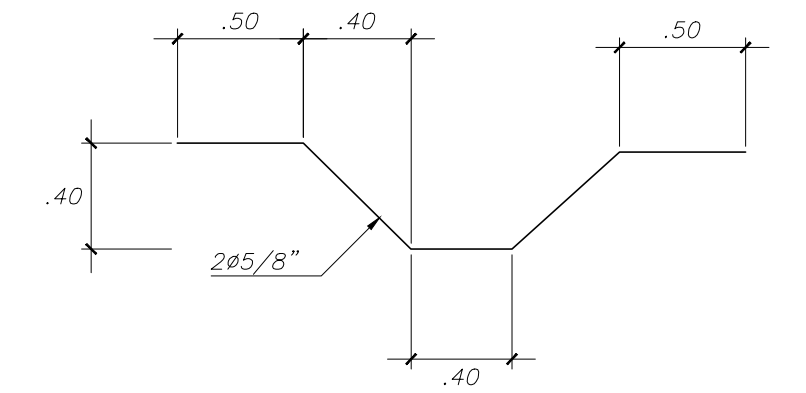
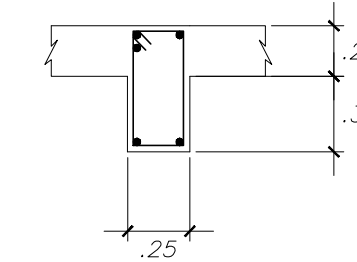
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: ENCOFRADO PISO TÍPICO			E-05
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:50	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



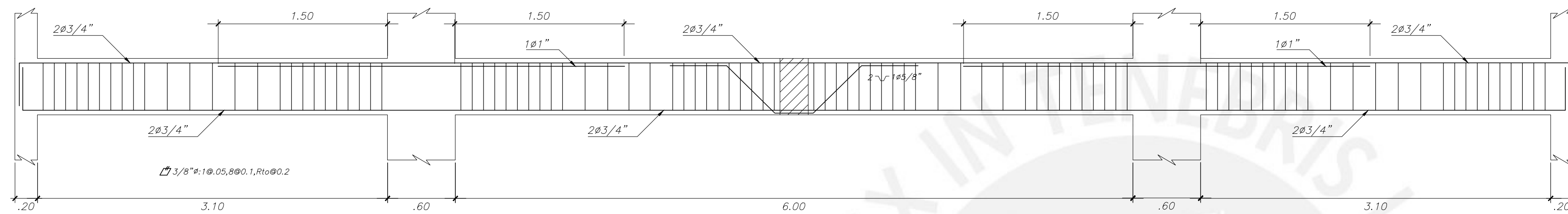
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: ESCALERAS, CISTERNA Y DETALLES			E-06
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:50 1:25	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



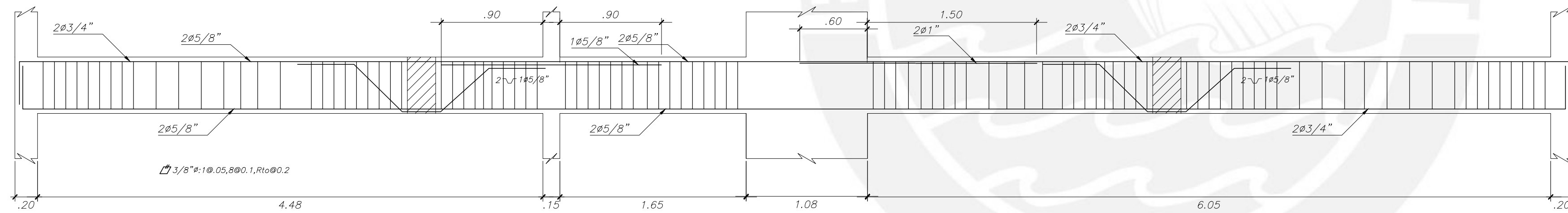
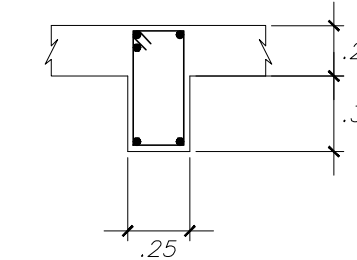
VIGA EJE 6 (.25x.50)  
ESC. 1/30



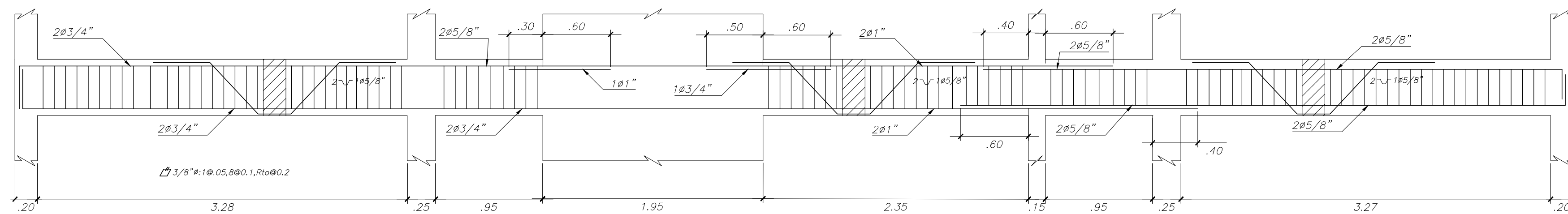
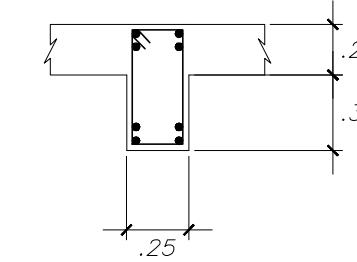
DETALLE REFUERZO EN CRUCE DE VIGAS  
ESC. 1/30



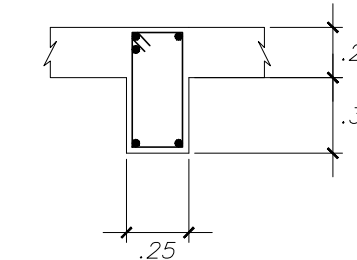
VIGA EJE 1 (.25x.50)  
ESC. 1/30



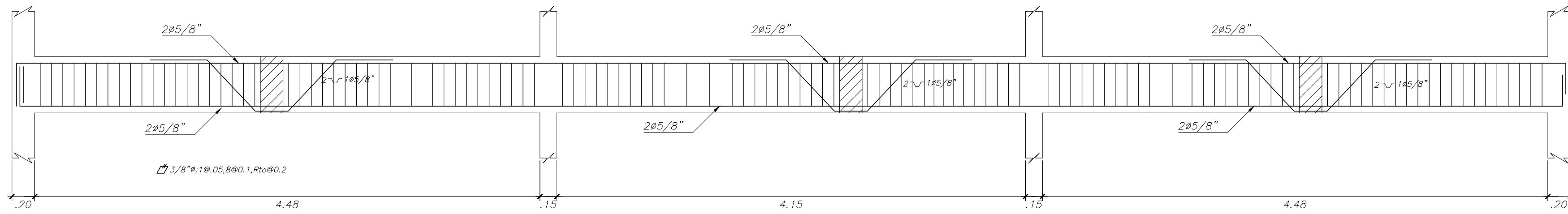
VIGA EJE 2 (.25x.50)  
ESC. 1/30



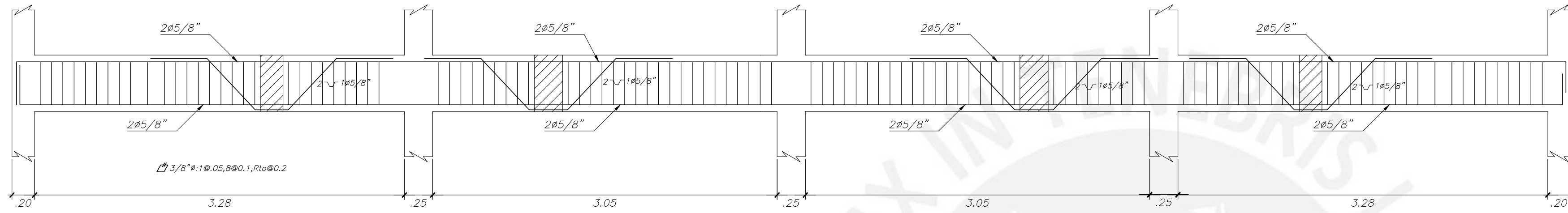
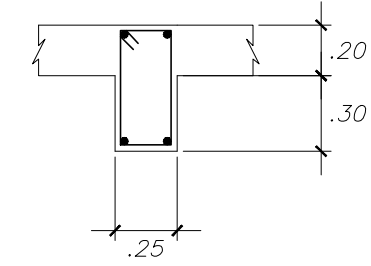
VIGA EJE 3 (.25x.50)  
ESC. 1/30



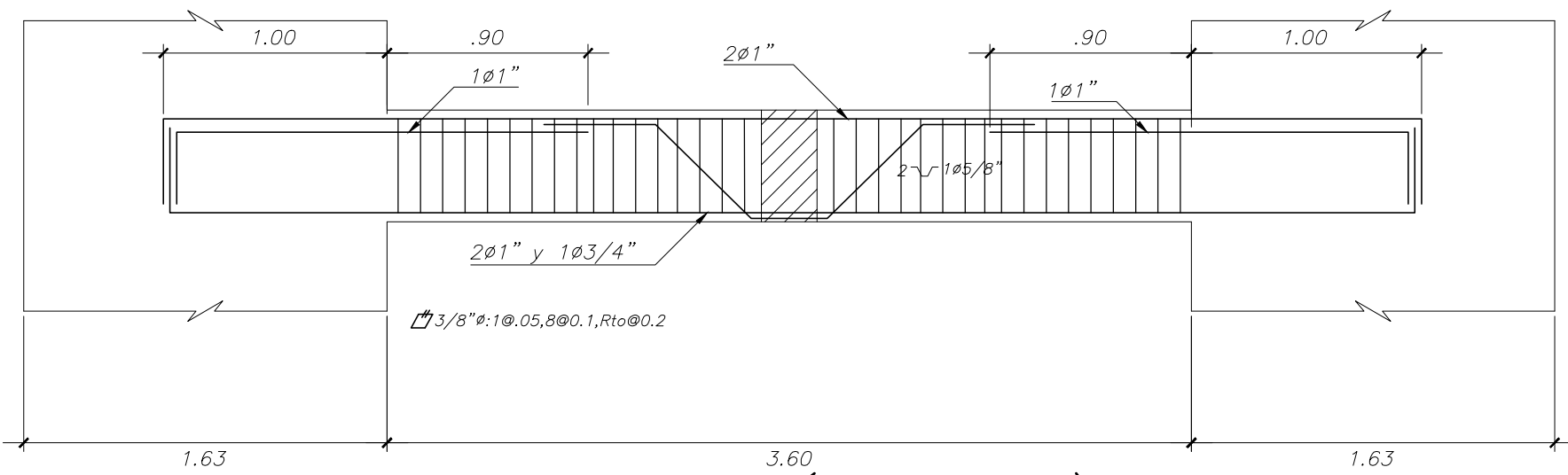
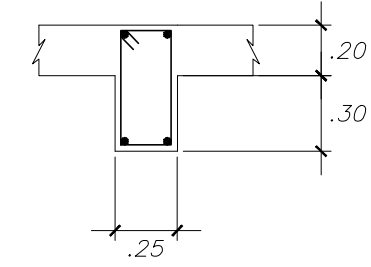
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: VIGAS, CORTES Y DETALLES			E-07
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:30	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



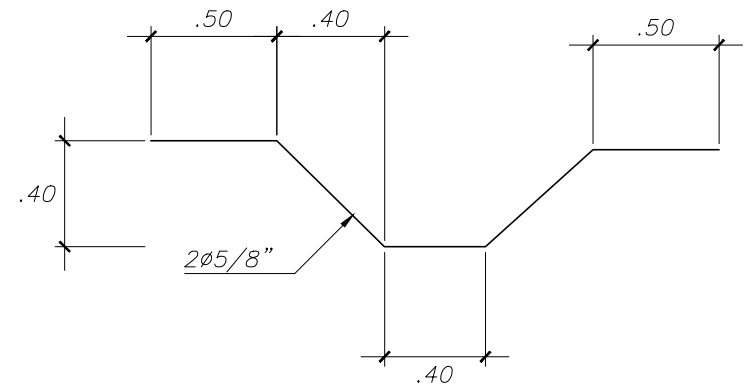
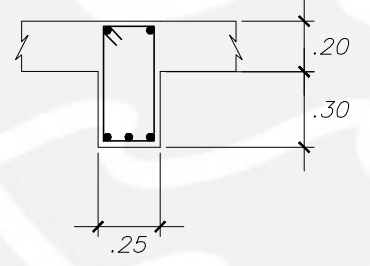
VIGA EJE 4 (.25x.50)  
ESC. 1/30



VIGA EJE 5 (.25x.50)  
ESC. 1/30

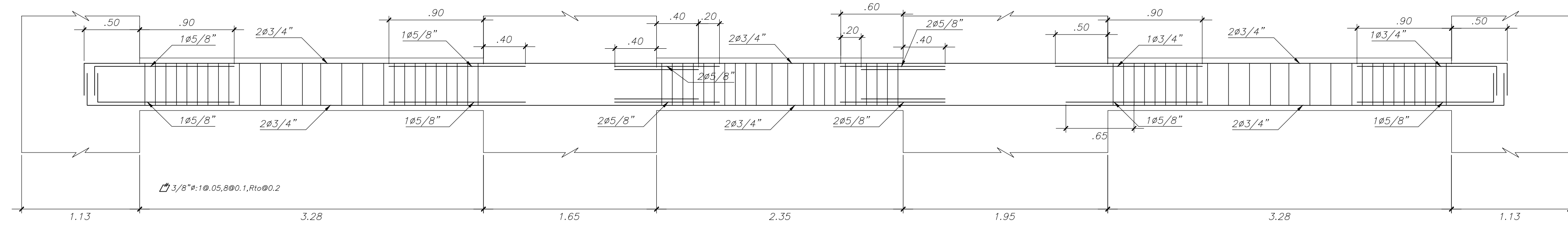


VIGA EJE 7 (.25x.50)  
ESC. 1/30



DETALLE REFUERZO EN CRUCE DE VIGAS  
ESC. 1/30

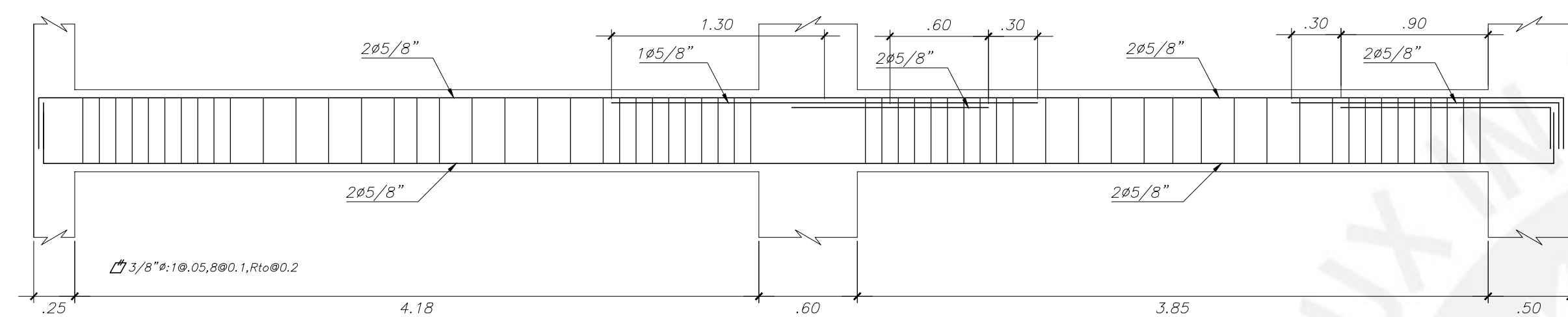
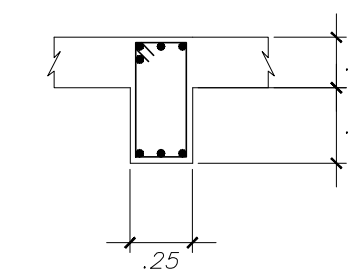
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: VIGAS, CORTES Y DETALLES			E-08
DISEÑO/DIBUJO: JOSÉ OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:30	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSÉ ACERO MARTÍNEZ



VIGA EJE A (.25x.50)

VIGA EJE E (.25x.50)

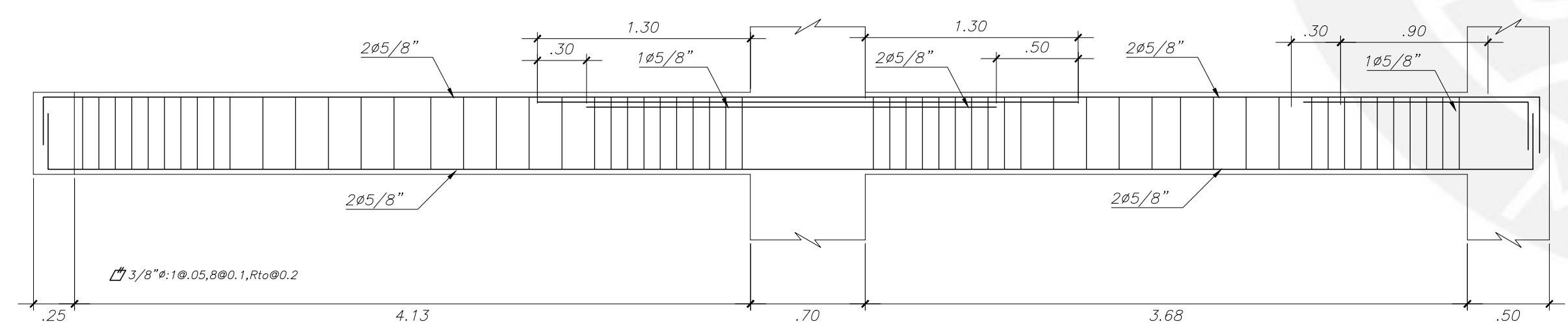
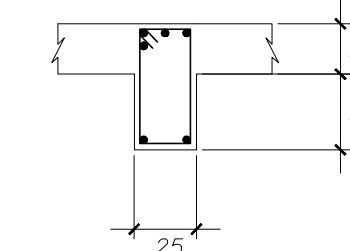
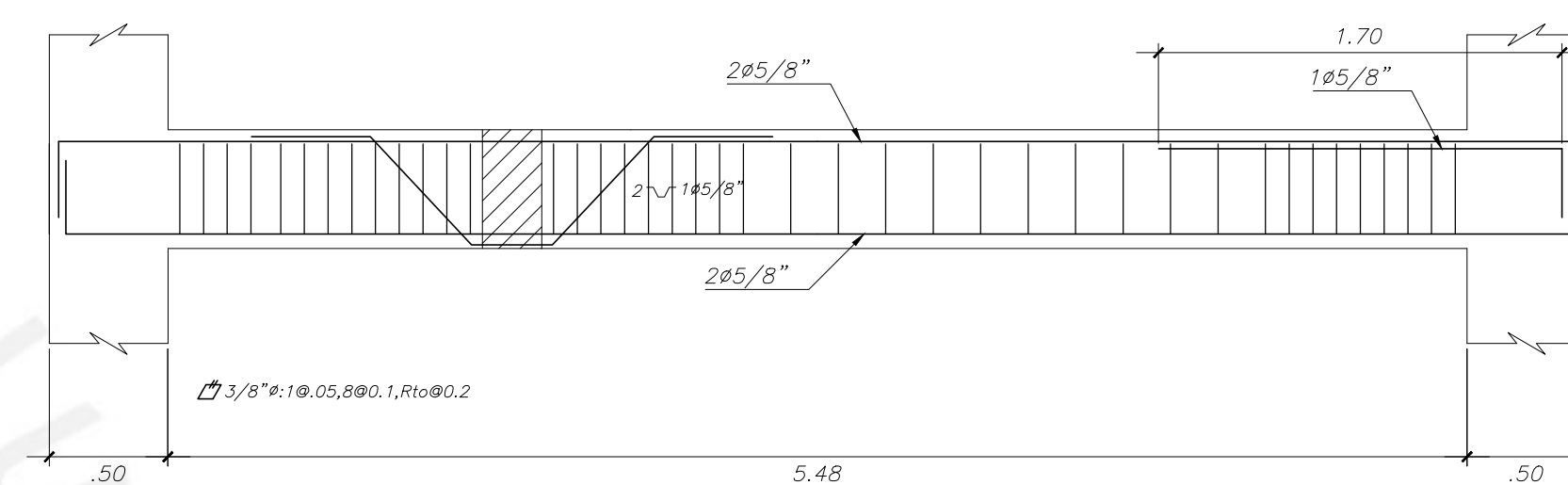
ESC. 1/30



VIGA EJE B (.25x.50)

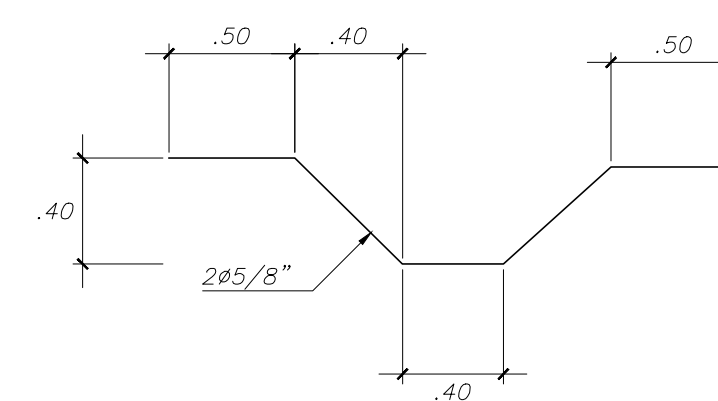
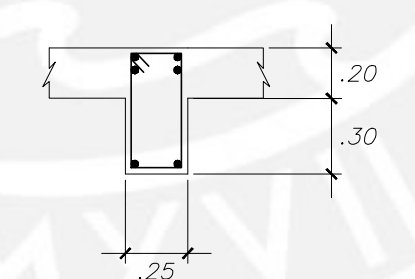
VIGA EJE D (.25x.50)

ESC. 1/30



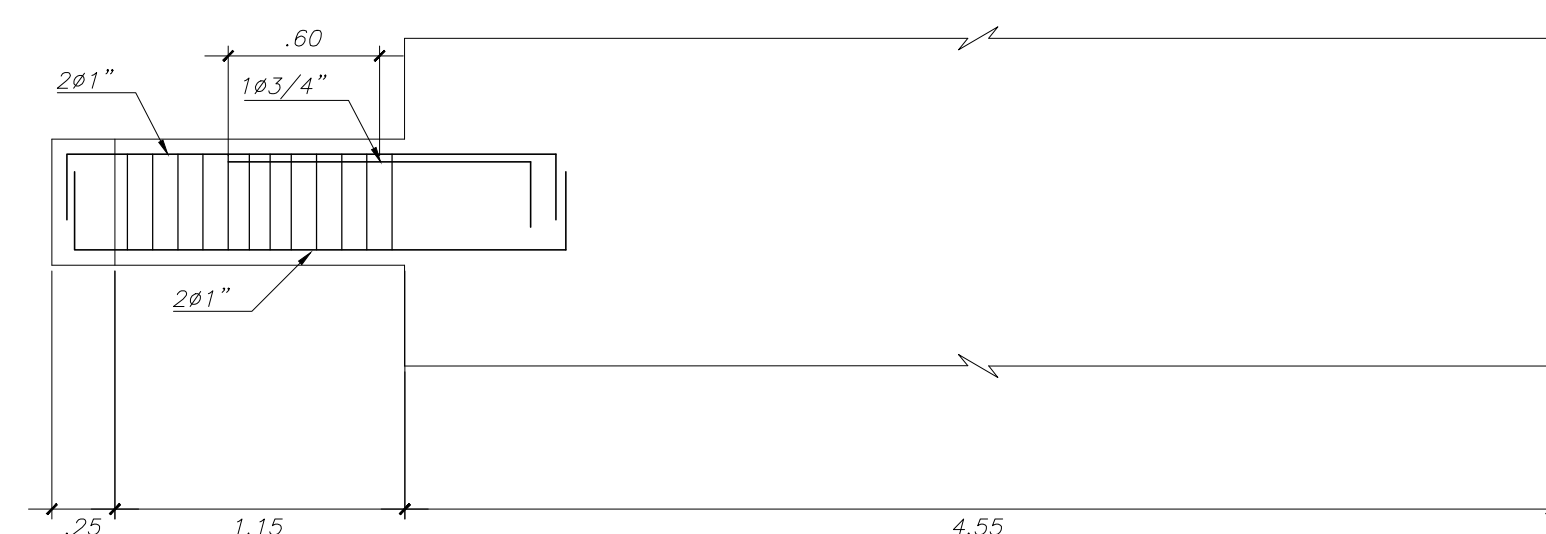
VIGA EJE C (.25x.50)

ESC. 1/30



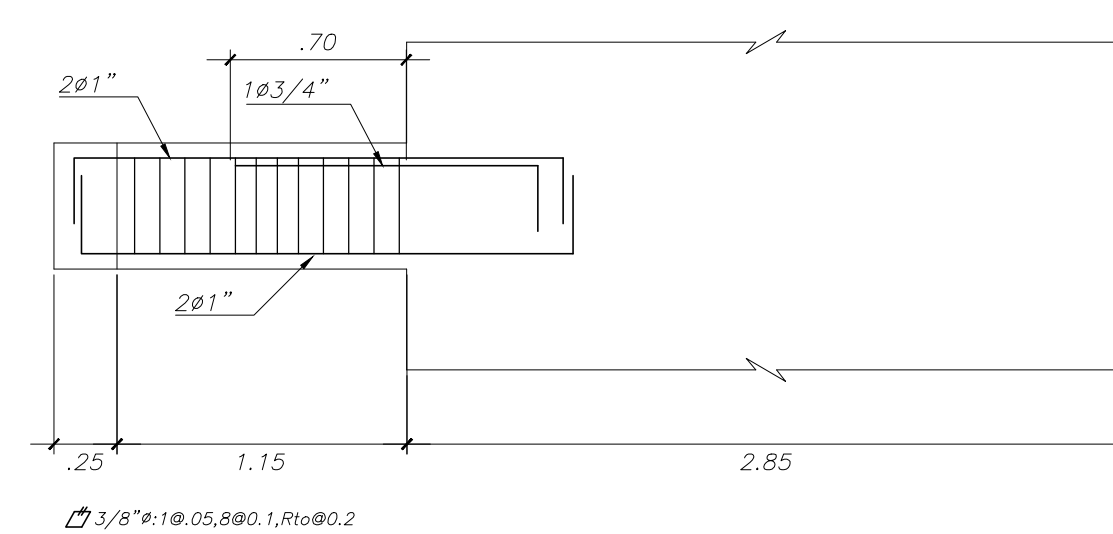
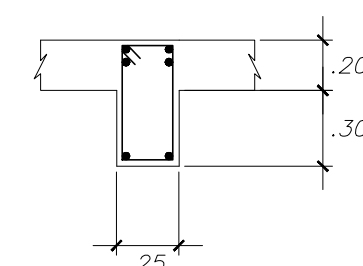
DETALLE REFUERZO EN CRUCE DE VIGAS

ESC. 1/30



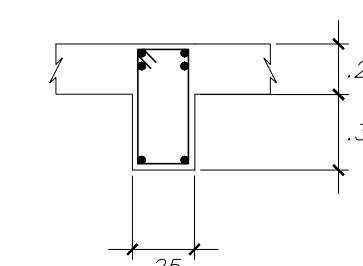
VIGA EJE B' (.25x.50)

ESC. 1/30

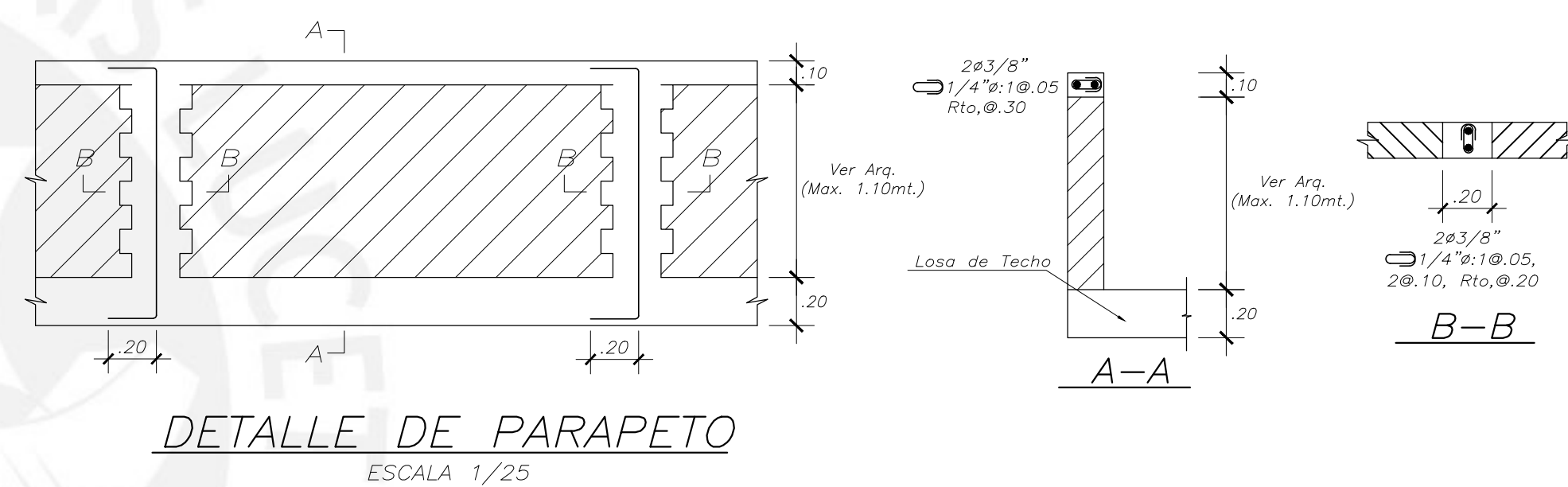
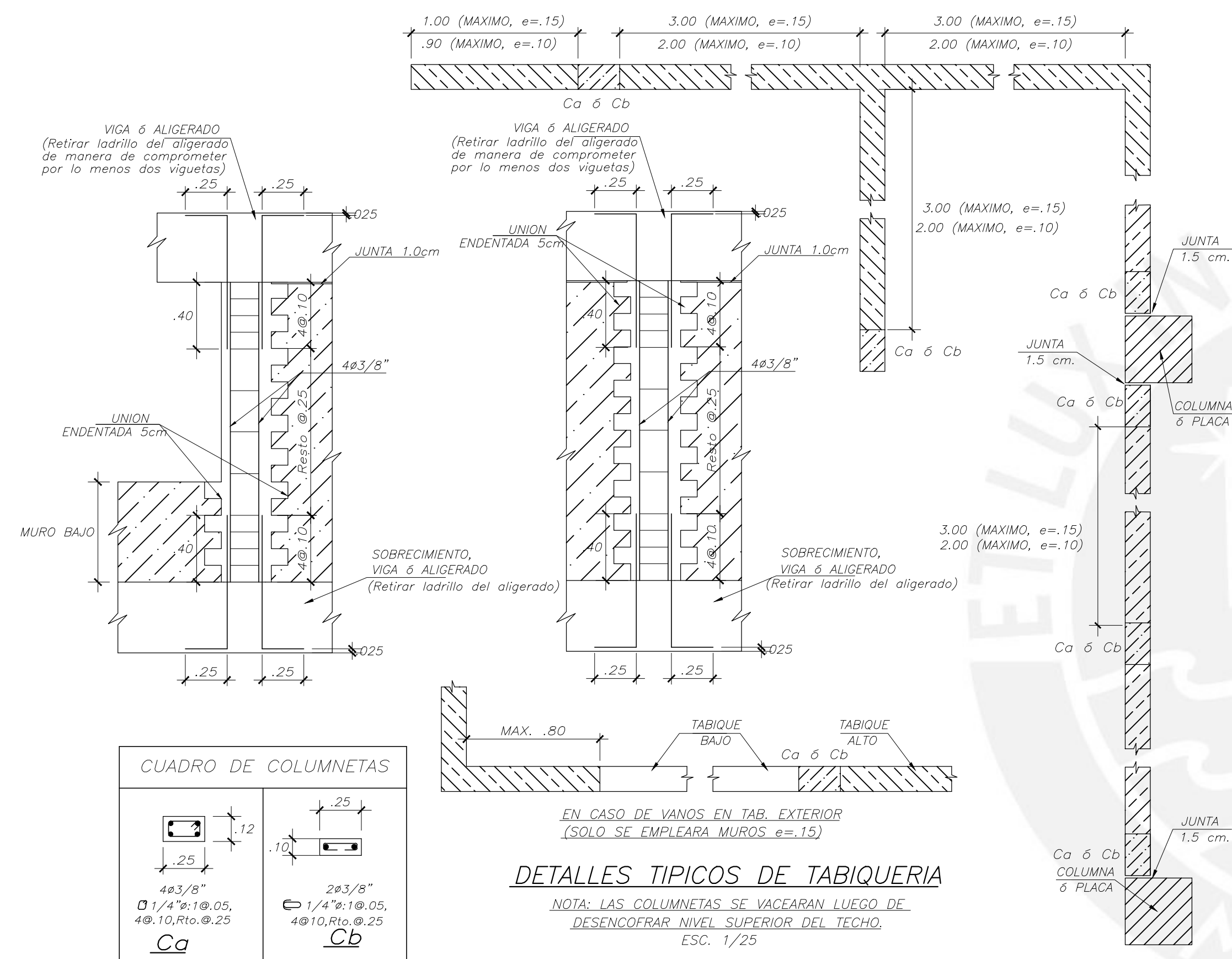


VIGA EJE C' (.25x.50)

ESC. 1/30



PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: VIGAS, CORTES Y DETALLES			E-09
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:30	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ



PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO EN CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN LA CIUDAD DE CUSCO			LÁMINA:
PLANO: DETALLES TÍPICOS DE MUROS DE ALBAÑILERIA Y DETALLES TÍPICOS PARAPETOS			E-10
DISEÑO/DIBUJO: JOSE OCTAVIO MONTEAGUDO NUÑEZ	ESCALA: 1:25	FECHA: SEP - 2020	REVISADO: JOSE ACERO MARTINEZ